



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학석사 학위논문

연약지반상 신설 구조물 시공이 인접한
기존 도시철도 구조물에 미치는 영향

Influence of New Construction to Adjacent
Subway Structure on Soft Ground

지도교수 김 태 형



2009년 8월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

안 정 현

本 論文을 안정현의 工學碩士 學位論文으로 認准함.

委員長 工學博士 정 두 회 (印)

委 員 工學博士 경 갑 수 (印)

委 員 工學博士 김 태 형 (印)



2009年 8月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科 안 정 현

목 차

목차	i
표목차	iii
그림목차	iv
ABSTRACT	vi

제 1 장 서 론1

1.1 연구 배경	1
1.2 연구목표 및 내용	3

제 2 장 지반굴착에 따른 지반거동4

2.1 흙막이벽의 변형	5
2.1.1 흙막이벽의 변형원인	5
2.1.2 흙막이벽의 변형도압	5
2.1.3 강성벽체와 연성벽체의 항복거동	6
2.1.4 굴착단계별 흙막이벽의 거동	7
2.2 인접지반의 침하산정	10
2.2.1 계측에 의한 방법	10
2.2.2 이론적 방법	12
2.2.3 계측결과 및 유한요소법 적용	13
2.3 인접지반의 수평변위 산정	16
2.3.1 흙막이벽의 수평변위	16
2.3.2 기존연구	17

제 3 장 지반굴착시공에 따른 인접구조물 손상20

3.1 근접정도의 판정	20
3.1.1 기설구조물 지지력에의 영향을 검토하는 방법	22
3.1.2 지반변위의 발생 범위를 고려하는 방법	22
3.2 인접구조물의 손상평가	26
3.2.1 구조물 손상평가 인자	27
3.2.2 구조물 손상평가 및 등급	29

제 4 장 근접시공에 따른 기존 라멘구조물의 안정성 검토 사례35

4.1 개요	35
4.1.1 지형 및 지질학적 특성	35
4.1.2 대표단면 선정 및 지층구성	36
4.1.3 근접정도의 판정	38
4.2 시공단계별 계측치	39
4.2.1 계측기 설치현황	40
4.2.2 구조물 경사계 계측결과	42
4.2.3 지중경사계(수평변위 검토)	46
4.3 굴착 단계별 프로그램 해석	50
4.3.1 프로그램 소개 및 해석단면의 선정	50
4.3.2 지반정수의 산정	53
4.3.3 굴착단계별 구조물 경사변위	56
4.3.4 굴착단계별 수평변위	58
4.3.5 인접지반의 침하량 및 영향범위	60

제 5 장 결 론61

참고문헌 63

표목차

표 2.1 흙막이 벽체의 최대수평 변위에 대한 여러 가지 제안(양구승, 1996) ...	18
표 2.2 최대 지표 침하량 및 침하 영향거리 연구결과 요약(양구승, 이종규, 1996)	19
표 3.1 굴착 시공시 근접정도의 범위(한국지반공학회, 2002; 일본수도고속전철, 송전선)	23
표 3.2 굴착공사시 근접정도의 범위(한국지반공학회, 2002 ; 일본건설성)	25
표 3.3 건물자중으로 인한 침하에 대한 임계각변위 비교 (Modified from Boscardin, 1980)	29
표 3.4 구조물의 손상정도와 각변위의 관계 (Cording et al., 1978)	31
표 3.5 구조물의 종류에 따른 임계변형율과 임계각변위의 비교	32
표 3.6 손상 위험정도에 대한 건물의 경사와 침하량 (Rankin, 1988)	33
표 3.7 손상등급과 임계인장변형율의 관계 (Boscardin & Cording, 1989)	34
표 4.1 지질 계통표	36
표 4.2 측정 빈도	40
표 4.3 구조물경사계 계측결과 비교	43
표 4.4 수평변위 비교(I-20)	47
표 4.5 해석 모델 및 배수조건	51
표 4.6 몇가지 흙에 대한 변형계수(정적인 경우) (이종규, 2007)	53
표 4.7 보통흙에 사용하는 포아송비의 범위(이종규, 2007)	54
표 4.8 설계에 적용되는 포아송비(이종규, 2007)	54
표 4.9 프로그램 해석에 사용된 토질정수	55
표 4.10 가시설 물성치	55
표 4.11 검토개요	56
표 4.12 프로그램 해석치와 실측치의 비교	57
표 4.13 버팀대에 작용하는 축력값 산정결과	59
표 4.14 굴착으로 인한 주변지반의 침하영향 범위 해석결과	60

그림목차

그림 1.1 가좌역 지반붕괴 사고	2
그림 2.1 굴착으로 인한 구조물 손상 단계(Laefer, 2001)	4
그림 2.2 벽체변형에 따른 횡토폰의 변화(이종규, 2007)	5
그림 2.3 지반굴착시 두가지 형태의 벽체변위(Milligan, 1974)	6
그림 2.4 벽체의 항복거동	7
그림 2.5 단계별 굴착시 토폰의 변화	8
그림 2.6 흙막이 굴착시 지표침하 특성곡선(Peck, 1969)	10
그림 2.7 흙막이 굴착시 지표침하 특성곡선(O'Rourke et al., 1977)	11
그림 2.8 반경험적인 침하량 산정법(Bauer, 1984)	12
그림 2.9 흙막이 굴착시 지표침하 특성곡선(Mana & Clough, 1981)	13
그림 2.10 굴착에 의해 발생하는 인접지표의 침하분포(Clough & O'rourke, 1990)	14
그림 2.11 지반변위의 예측계수 그래프	15
그림 2.12 견고한 점토, 잔류토, 모래지반에 형성된 흙막이벽의 최대수평변위 (Clough et al., 1990)	16
그림 2.13 점토지반의 흙막이벽에 대한 최대수평변위 산정도표 (Clough et al., 1989)	17
그림 3.1 토류벽 변위에 따른 인접지반의 거동(한국지반공학회, 2002)	20
그림 3.2 근접시공 여부의 검토순서(한국지반공학회, 2002)	21
그림 3.3 굴착시공시 근접정도의 범위	24
그림 3.4 처짐비의 정의 (Burland, 1995)	26
그림 3.5 구조물 각변위 및 수평변형을 산정	28
그림 3.6 구조물 손상과 각변위의 관계 (Bjerrum, 1963)	30
그림 4.1 A현장 개요도	37
그림 4.2 이격거리에 대한 판정	38
그림 4.3 Sheet Pile 시공	39
그림 4.4 시공단계	39

그림 4.5 계측기 설치 위치	41
그림 4.6 진동 측정	41
그림 4.7 종방향 구조물 경사계 계측결과	44
그림 4.8 굴착면 방향 구조물 경사계 계측결과	45
그림 4.9 I-20, 지중경사계 계측결과	48
그림 4.10 I-21, 지중경사계 계측결과	49
그림 4.11 해석과정	51
그림 4.12 유한요소 경계조건과 절점요소	52
그림 4.13 최종굴착시 지반변위 및 구조물 변위도	57
그림 4.14 굴착단계에 따른 수평변위	58
그림 4.15 프로그램 해석 (최종굴착 후, 3단 버팀대 설치)	59
그림 4.16 굴착으로 인한 주변지반의 침하영향 범위	60



Influence of New Construction to Adjacent Subway Structure on Soft Ground

Jeong-Hyeon Ahn

*Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of
Korea Maritime University*

Abstract

When excavating, due to displacement of the braced-wall, some problems are encountered such as adjacent ground settlement, heaving, and outflow soil from the wall. In case of urban area, many excavating jobs have been actively carried out nearby the existing structure, and these works lead to displacement of the structure foundation due to ground movement. Consequently, it affects the stability of the existing structures. Especially, if significant structures such as bridges and railways were located nearby the excavating site, they would be enormously affected by even a minor displacement. The "Gupo Train Accident" can be a typical example, and recently, the ground settlement of Gajwa-Susaek section is also one of the same examples.

In case of Yangsan line of Busan metro, which is closely located to Yangsan-Mulgeum land development area, deep soft ground is distributed in this section, and it can be expected to have frequent excavations due to development of residents' area. Therefore, in this study, the stability of already constructed structures was examined based on the measurements at the excavating sites adjacent to the city railway's

ramen structure, and the measurement data were compared with those of the results obtained by Finite Element Analysis, named PLAXIS program.

For the result of deformation angle of existing structures, measurement value was 1/2,125 and analysis value was 1/2,999. This result showed that the effect of excavation on the structure is significantly slight. The measurement value on the subsurface horizontal displacement was (-) 29.53mm to the excavation side at the depth of 6.5m in I-20 closed to city railway' sramen structure, while the obtained program analysis value was (-)30.8mm to the excavation side at the depth of 8m. The horizontal displacement increased accordingly to the excavation progress. It was analyzed that the influence range was approximately reached up to 36m, but there was no possibility of structure settlement for the already built city railway.

From this study, it is confirmed that city railway operation is safe from the adjacent excavation. The results of this study can also be utilized in the future for excavating jobs conducted nearby the existing structure in case of design, construction, and maintenance of geotechnical structures, and stability guarantee of the already existing structure, and reference material for accident prevention.

제 1 장 서 론

1.1 연구 배경

최근 토지활용의 극대화를 위하여 기존구조물에 인접하여 굴착 및 구조물 공사가 활발히 이루어지고 있으며, 도심지의 경우는 그 빈도가 증가하는 추세이다. 굴착 및 기초공사시 주변 지반 및 흙막이벽체에서는 변위가 발생하게 되며 이러한 변위가 지속적으로 증가할 경우 흙막이 벽체뿐만 아니라 인접한 시설물의 안정성에 문제가 된다(정성교, 1999). 특히 공사현장에 인접하여 교량 및 철도 등의 중요구조물이 위치하고 있다면, 비교적 적은 양의 지반 변위라 할지라도 인접 시설물에 치명적인 영향을 미칠 것이다. 따라서 중요시설물에 인접하여 공사가 수행될 경우에는 예상되는 지반 및 시설물의 변위를 예측하여 구조물의 피해영향을 점검하는 것이 매우 중요한 사항이다. 이에 따라 이러한 공사로 인한 굴착현장에 인접한 도심지 시설물의 세부적인 안정성 평가 연구는 지속적으로 그 관심이 고조되고 있다.

한편, 중요구조물인 철도 주변 인접시공으로 인해 지반침하로 피해를 입은 대표적인 사례로는 1993년, 274명의 인명피해를 일으킨 구포열차사고가 있다. 열차가 다니는 선로 밑에 전력구 설치를 위하여 폭약을 발파하여 공사중 지반이 침하된 사고로 원인은 선로 밑의 지반함몰로써, 얇은 암반층과 연암층의 불안정한 상태에서 계속된 발파작업으로 터널 상부층에 균열이 확대되어 증가된 용출수와 함께 퇴적된 실트질이 유출되어 암상부층에 공동현상을 초래한 것으로 추정된다.

이러한 철도 주변 인접시공에 따른 지반침하로 인한 피해는 2007년 경의선 가좌 ~ 수색간 지반침하사고로 이어졌다(그림 1.1). 이 사고는 경의선 복선 전철화 공사 및 가좌 정차장 신설공사장에서 길이 50m, 폭 30m, 깊이 50m 크기의 지반 침하가 발생하여 선로 일부가 유실된 사고로 지반침하가 일어나기 40여분 전에 옹벽의 붕괴 조짐을 발견하였고 공사장 인부와 장비를 대피시킨 사례다. 특히 가좌역의 경우 인근 상가의 주민신고, 교수 및 전문가들의 경고 등 사고 예방이 가능했음에도 불구하고, 지반침하 16분 전까지도 승객 300명을 태운 여

객열차가 운행한 사고로 안전 불감증의 대표적인 사례로 지적되는 경우이다.



그림 1.1 가좌역 지반붕괴 사고

1.2 연구목표 및 내용

1.1절에서 살펴본 바와 같이 인접굴착공사로 인한 주변지반 거동에 대한 관심이 증대하고 있으며, 중요구조물인 철도에 인접한 굴착공사의 경우 상시적인 계측 및 점검관찰과 같은 관리가 요구된다.

부산도시철도의 경우 제 2 롯데 월드 신축공사를 비롯한 30m 이내의 인접굴착공사에 대해 이격거리에 따라 A급, B급 등으로 구분하고 있으며, 각 각 주 1회, 월 1회 점검 관찰하고 있다. 이러한 인접굴착 공사 중에서 부산도시철도 2호선에 해당하는 양산선의 경우 양산 물금 택지개발지구와 인접한 지역으로 택지개발로 인한 기존 도시철도와 인접 시공이 빈번할 것으로 예상되며, 또한 본 지역은 연약지반구간으로 지반거동 형태가 다양하고 활발할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 기설구조물인 도시철도 라멘구조물에 인접하여 시공 중인 A현장 사례를 통해 인접굴착 시공에 대한 영향을 검토해 보았으며, 지반굴착에 따른 인접지반의 거동 및 기설구조물의 안정성 검토를 위해 유한요소 해석 Program인 PLAXIS를 이용해 수치해석을 해보았다. 수치해석에 대한 타당성을 검토하기 위해서는 A현장에 설치된 지중경사계와 구조물 경사계로 계측된 실측치를 통해 비교해 보았다.

본 연구를 통해 A 현장의 인접굴착공사로 인한 도시철도 운행에 대한 안정성을 확인하고자 하며, 추후 본 연구결과가 인접굴착공사시 지반구조물 설계, 시공 유지관리, 기설구조물에 대한 안정성 확보와 사고예방의 자료로서 활용될 수 있으리라 기대된다.

제 2 장 지반굴착에 따른 지반거동

도심지 지반굴착으로 인한 주된 지반거동은 토류벽 변위에 따른 주변지반의 수직 및 수평으로의 움직임, 굴착저면의 Heaving과 Boiling, 토류벽 틈 사이의 토사유출에 따른 문제점 등이다(이종규, 1992).

이러한 지반거동 때문에 일어나는 인접구조물의 반응은 그림 2.1과 같이 굴착주변의 지반손실(Ground Loss)로 인한 각 단계의 반응으로 평가할 수 있으며, 굴착의 결과 지반응력상태의 변화와 지하수의 변동으로 인해 주변 지반 변위(Volume Change)를 발생시키며 나아가 지표의 침하로 이어져 인접구조물의 안정성에 영향을 주게 된다(Laefer, 2001).

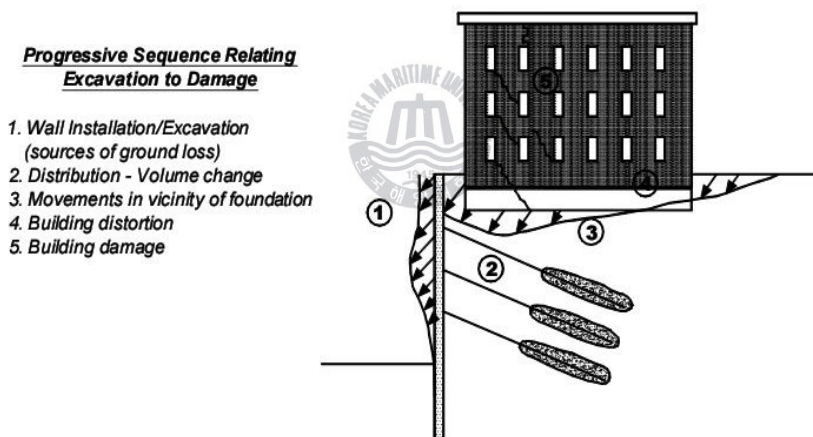


그림 2.1 굴착으로 인한 구조물 손상 단계(Laefer, 2001)

2.1 흠막이벽의 변형

2.1.1 흠막이벽의 변형원인

지반 굴착시 굴착면은 사면처리하거나 옹벽이나 말뚝 등의 흠막이 벽을 설치하여 안정성을 높이거나 굴착면을 보호하고 토압을 지지하여 주변지반의 붕괴를 막는다. 한편, 흠막이 벽은 주변여건에 따라 강성, 연성으로 적용하며 변위는 다음과 같은 원인에 의하여 발생한다(조진옥, 1997).

- 1) 흠막이 벽의 좌굴
- 2) Strut의 좌굴
- 3) Strut 설치 시간의 지체
- 4) 관입깊이의 부족

2.1.2 흠막이벽의 변형토압

토류벽체에 작용하는 토압은 지반의 종류, 벽체의 강성 등 여러 가지 조건에 따라 그 크기가 다르지만 일반적으로 그림 2.2와 같이 벽체의 변형거동에 지배된다.

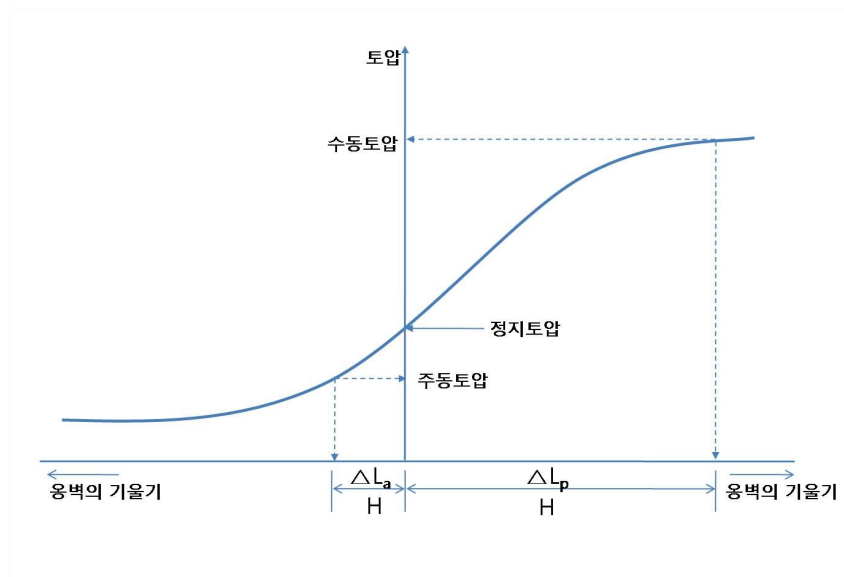


그림 2.2 벽체변형에 따른 흠토압의 변화(이종규, 2007)

2.1.3 강성벽체와 연성벽체의 항복거동

Milligan(1974)은 그림 2.3과 같이 Cantilever와 Bulging 형태의 두가지 벽체변위를 제시하였다. 이러한 벽체변위는 지보와 굴착의 특성에 의해 좌우되는데, 일반적으로 지보제가 설치되기 이전의 초기 단계에서의 벽체변위는 Cantilever 형태로 나타나며, 지지구조가 설치된 후에 수행되는 굴착에서는 지보재와 굴착저면이 벽체변형에 대한 저항력을 제공하게 되므로 Bulging 형태의 벽체변위가 발생한다. 현장계측결과 Cantilever 형태의 벽체변위는 지표면 수평변위가 수직변위에 비해 대략 1 ~ 1.5배의 값을 가지며, Bulging 형태의 변위는 0.5 ~ 1.0 으로 감소한다고 제안하였다.

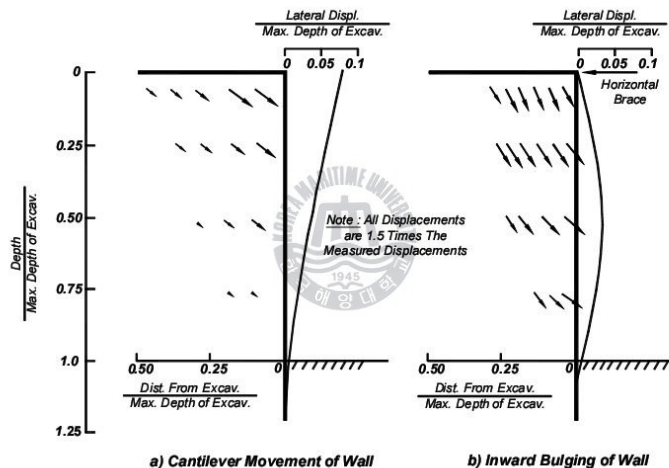


그림 2.3 지반굴착시 두가지 형태의 벽체변위(Milligan, 1974)

옹벽과 같은 강성벽체가 그림 2.4(a)와 같은 변형상태에서 항복(Yielding) 상태에 도달하면 토압은 Rankine이나 Coulomb의 이론과 같은 삼각형 분포를 나타낸다(Clough, 1974). 이에 반하여, 비교적 강성이 작은 연성벽체에서 지지구조가 항복상태에 있다면 그림 2.4(b)와 같은 형태의 벽체파괴거동을 나타내며, 이 경우 벽체의 변위는 굴착 깊이에 따라서 점차적으로 누적되어 증가한다(일본토질공학회, 1969). 이 때 벽체의 변위는 흙의 종류, 굴착 깊이, 지지구조의 종류, 지지구조의 종류등과 같은 여러 요소들의 영향을 받는다. 그러나 굴착상

단에서의 변위가 아주 작은 벽체에서는 수평토압이 정지토압에 가깝다는 것을 알 수 있다.

벽체의 변형이 대단히 큰 벽체의 굴착면에서는 토압의 재분포 및 아칭(Arching)효과 등으로 횡토압이 Rankine의 주동토압보다 대체적으로 작으며 그 결과 횡토압의 분포는 옹벽의 경우에서 가정된 선형분포와 비교하면 상당히 차이가 난다(이종규, 2007).

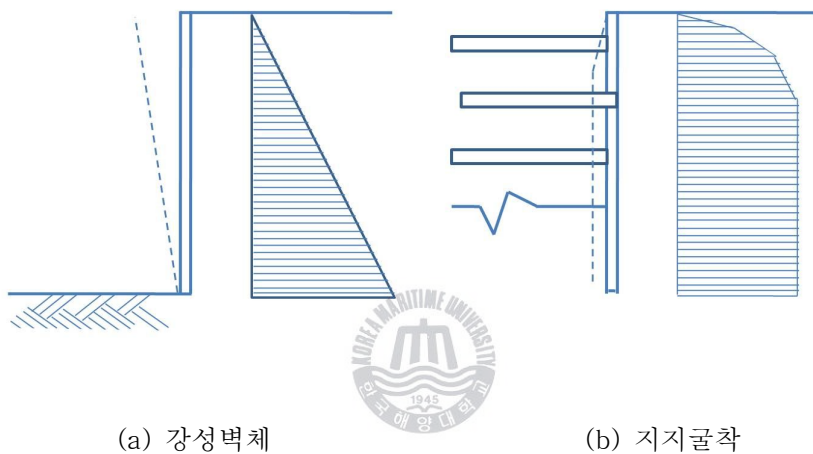


그림 2.4 벽체의 항복거동

2.1.4 굴착단계별 흙막이벽의 거동

단계별 굴착시 연성토류벽의 변형거동에 대하여 Bowles(1988)은 그림 2.5와 같이 이상화된 벽체변형거동과 토압분포를 제안하였다.

그림 2.5의 단계 1에서 벽체는 주동토압을 받고 항복을 일으킨다.(점선은 소성파괴영역을 표시). 이 때의 횡방향 변위는 흙과 캔틸레버 벽체의 상호작용에 지배되며 유한요소법(Finite Element Method)으로 구할 수 있다.

그 다음 지지구조가 설치되면(여기서 지지구조란 스트럿 또는 앵커를 말한다) 단계 2와 같이 되는데 이때 지지구조에 가해지는 힘은 단계 1에서와 같은

소성평형상태의 흙에 변형을 일으킬 수 있는 힘 즉, 주동토압 보다 큰 힘이 작용해야 하므로 단계 1에서의 주동토압의 크기보다는 증가할 것이고, 그 결과 벽체에 가해지는 토압은 증가하게 되며 이상태에서의 토압분포는 경험 토압과 유사할 것이다.

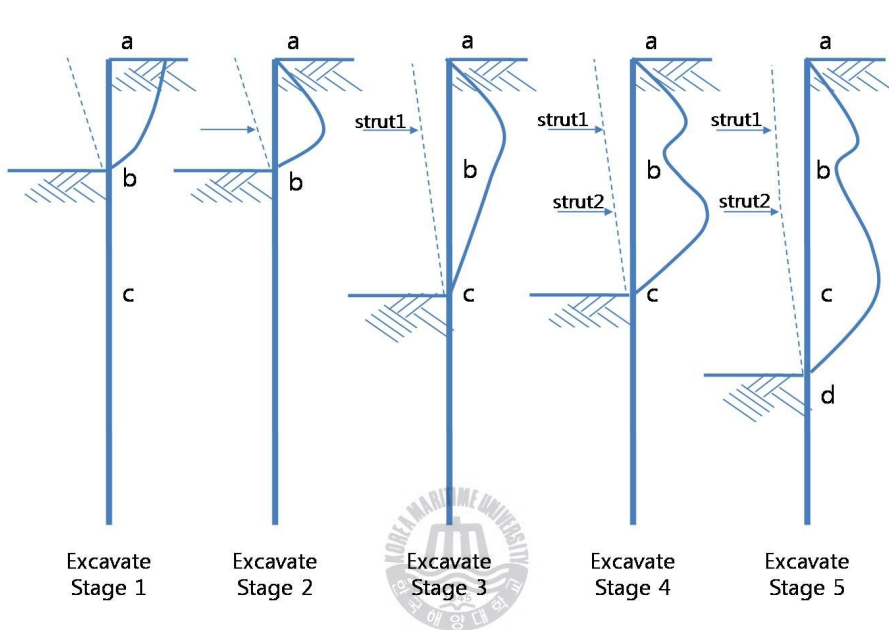


그림 2.5 단계별 굴착시 토압의 변화

단계 2에서 굴착을 계속하면 b와 c 사이에는 새로운 횡방향 변형이 발생하고 흙은 첫 단계 지지구조의 뒤쪽의 영역으로부터 흙의 Creep 거동과 같이 b와 c 사이의 변위속으로 이동하려 하므로(Arching 효과) 지지구조의 하중은 감소할 것이다. 이 경우가 그림 2.5에서의 단계 3인데 이때의 토압은 불명확하나 지지구조 설치 전이므로 벽체의 변형거동으로 보다 단계 1에서와 같은 토압을 산정하여야 할 것이다.

단계 3에서 두 번째 지지구조를 설치하고 첫 번째 지지구조를 긴장시키면 단계 4에서와 같은 토압분포를 얻게 되고 이 경우 역시 경험토압과 큰 차이는 생기지 않을 것이다.

단계 4는 밀면 c에서 d로 굴착을 계속하면 단계 3에서와 같이 굴착면 이하에

새로운 횡방향 변위가 발생되어 추가적인 토압의 감소가 발생한다.

위의 결과로 미루어 만일 벽체 배면에서 압력을 측정한다면 측정된 압력은 주로 지지구조의 하중에 직접적으로 관련될 뿐 단계 1, 단계 3 및 단계 5와 같이 벽체가 굴착방향으로 움직이는 경우(이를 캔틸레버 단계라함)의 실제토압과는 큰 관련이 없다는 것을 쉽게 알 수 있다.

Bowles은 지지구조의 하중이 막연히 캔틸레버 단계에서의 토압보다 클 것이라고 하였으나 증가된 토압이 얼마인지는 밝히지 않았다. 특히 캔틸레버 단계에서 소성평형상태가 되고 그에 상응하는 벽체변위가 발생하며 이때의 변위를 감소시키기 위하여 지지구조에 선행 긴장력을 가하였다면 벽체배면의 증가된 토압의 크기는 관점에 따라서 달라질 수가 있다. 만일 흙을 완전탄성체라고 본다면 증가된 토압의 크기는 변위가 감소된 만큼 증가되므로 주동과 정지토압 사이에 있다고 볼 수 있다. 그러나 소성평형상태의 배면 흙에 대하여 벽체이동량 만큼의 토압이 증가하는 것으로 본다면 이러한 변위를 일으키기 위한 지지구조의 선행 긴장력은 정지와 수동토압 사이의 토압에 해당될 것이다.



2.2 인접지반의 침하산정

2.2.1 계측에 의한 방법

Peck(1969)은 현장의 계측결과를 토대로 굴착이 진행되면서 발생하는 인접지 표침하량을 최종 굴착 깊이에 따른 배면 수평거리에 대해 무차원량으로 표시하고, 지반 및 시공의 다양한 조건에서 예상할 수 있는 지반침하에 대한 개략적인 산정방법을 크게 세영역으로 분류한 도표를 그림 2.6과 같이 제시하였다. 그림 2.6에서 지표침하는 즉시침하와 압밀침하를 모두 포함하여 나타내고 있으며, 매우 연약한 점토의 경우 굴착 깊이의 2%이상 큰 침하가 발생되고 굴착 깊이의 4배되는 거리까지 침하의 영향이 미치는 것으로 제안하였다.

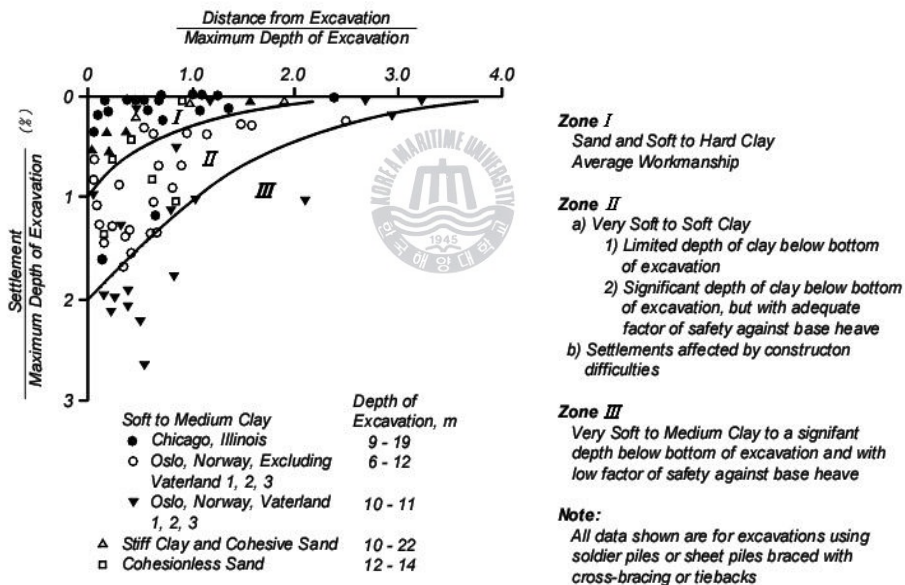


그림 2.6 흙막이 굴착시 지표침하 특성곡선(Peck, 1969)

O'Rourke et al.(1977)은 중간 ~ 조밀한 사질토 지반과 단단한 점토가 끼여 있는 사질토 지반으로 형성된 Chicago와 Washington D.C.의 굴착공사 현장의 계측결과로부터 굴착에 따른 지표침하 특성곡선을 그림 2.7와 같이 제안하였

다. O'Rourke et al.(1977)은 이 연구에서 인접 지표의 최대침하량이 0.3%H의 굴착깊이에서 발생하며, 최대 지표침하량의 영향거리는 흙막이 벽체로부터 2H 떨어진 지점에서 발생한다고 제시하였다. 이때 침하곡선은 모든 굴착단계에서 곡선의 기울기가 토류벽쪽으로 갈수록 급하게 나타나는 형태를 보이고 있다.

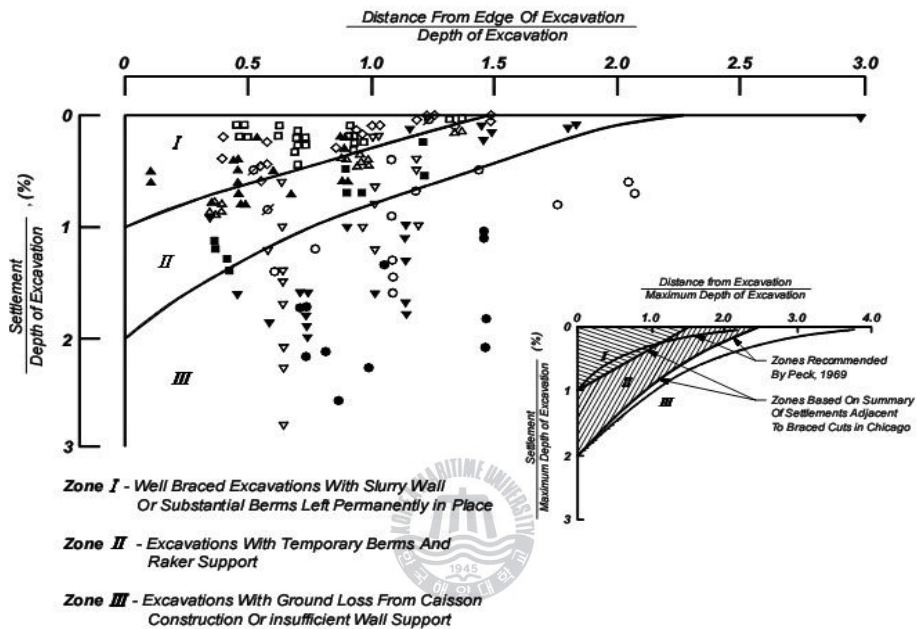


그림 2.7 흙막이 굴착시 지표침하 특성곡선(O'Rourke et al., 1977)

Bauer(1984)는 사질토 지반에서 침하의 영향 폭, 내부마찰각 및 상대밀도, 시공조건 등을 고려하여 반경험적인 지표침하량 산정방법을 제안하였다. 이 연구에서 개착식 굴착시 배면으로 발생하는 지반 침하량과 영향 범위는 벽체 변위와 직접적으로 비례하고, 지반의 종방향 이동 체적은 지반의 횡방향 이동 체적과 같다고 제시하였으며, 그림 2.8과 같이 벽체에 인접한 지반 침하와 지반에 따른 침하비의 변화를 나타내었다.

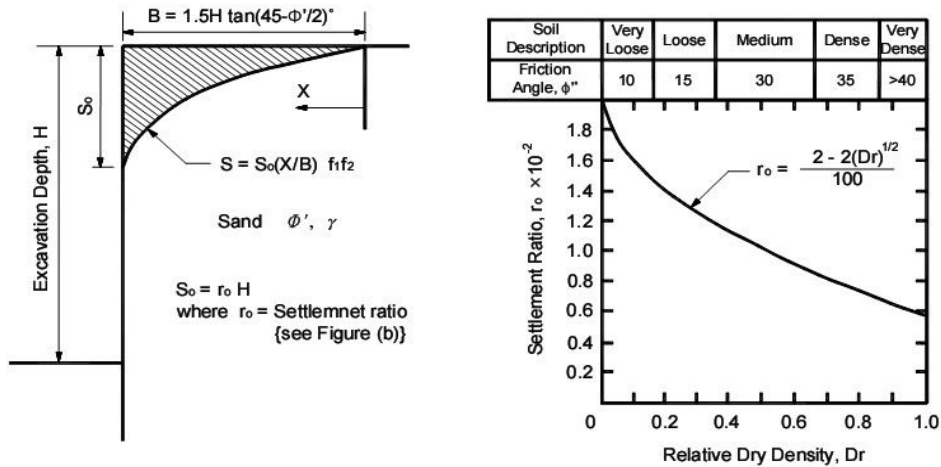


그림 2.8 반경험적인 침하량 산정법(Bauer, 1984)

2.2.2 이론적 방법

Caspe(1966)는 강널말뚝의 변위와 포아송비를 사용하여 벽체배면의 지반침하량을 다음과 같은 단계로 추정하였다.

- 횡방향 벽체변위를 계산 (예측치 또는 계측치)
- 횡방향 벽체변위를 합하여 변위체적, V_s 구함
- 침하영향치의 횡방향거리 추정

i) 굴착 심도, H_w 계산

ii) 굴착영향거리, $H_t = H_p + H_w$ 계산

여기서 $H_p = B$ ($\phi = 0$ 인 경우)

$$H_p = 0.5B \tan(45^\circ + \phi/2)$$

iii) 침하영향거리, D 계산

$$D = H_t \tan(45^\circ - \phi/2)$$

iv) 벽체에서의 표면침하량, S_w 계산

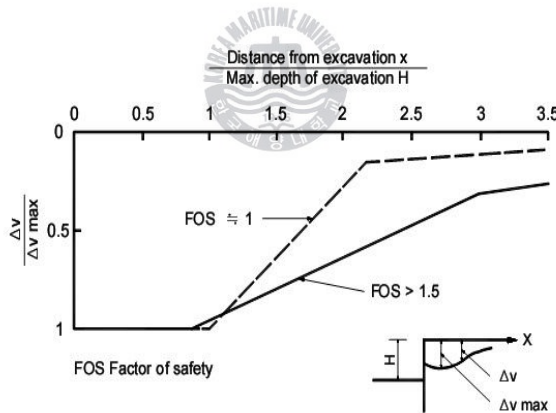
$$S_w = \frac{4V_s}{D}$$

v) 벽체에서 x 되는 거리별 침하량, S_i 계산

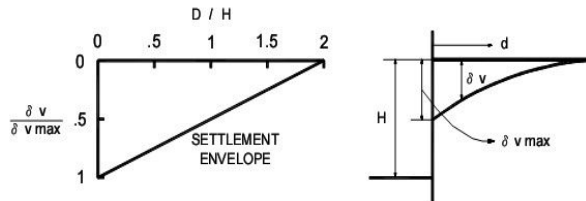
$$S_i = S_w \left[\frac{X}{D} \right]^2$$

2.2.3 계측결과 및 유한요소법 적용

Mana & Clough(1981)는 흙막이 굴착시 배면거리 별 침하분포를 사질토와 점성토 지반에 대하여 현장계측결과 및 FEM 해석을 수행하였으며, 그 결과로부터 정규화된 지표침하곡선을 그림 2.9(a)과 같이 제안하였다. 이 연구에서 지표침하하는 벽체변위와는 무관하게 단지 굴착깊이(H)에만 연관이 있다는 가정하에 점토지반에서 굴착면 저부용기의 위험이 증가하거나 저부 파괴에 대한 안전계수가 1일 때 벽체 수평거동은 증가한다고 제시하였다. 그림 2.9(b)는 사질토 지반에서의 버팀 굴착에 의한 벽체 배면거리별 침하량을 추정하는 곡선을 나타내고 있다.



(a) 정규화된 지표 침하곡선



(b) 사질토 지반에서의 벽체 주변 지표침하 형태

그림 2.9 흙막이 굴착시 지표침하 특성곡선(Mana & Clough, 1981)

Clough & O'Rourke(1990)는 그림 2.10과 같이 모래 및 점토지반에 대하여 굴착에 따라 발생하는 인접 지표의 침하분포를 제안하였다. 이때 모래와 조립토가 지배적인 지반에 최대 지표침하량은 $0.3\%H$ 이내이고 최대 침하 영향거리는 토류벽으로부터 $2H$ 이내이며, 단단한 점토지반에서 최대 지표침하량은 $0.3\%H$ 이내, 최대 침하 영향거리는 $3H$ 라고 제시하였으며, 토류벽에서 멀어질수록 지표침하량의 분포는 삼각형 형태로 점차 감소하게 된다고 제안하였다.

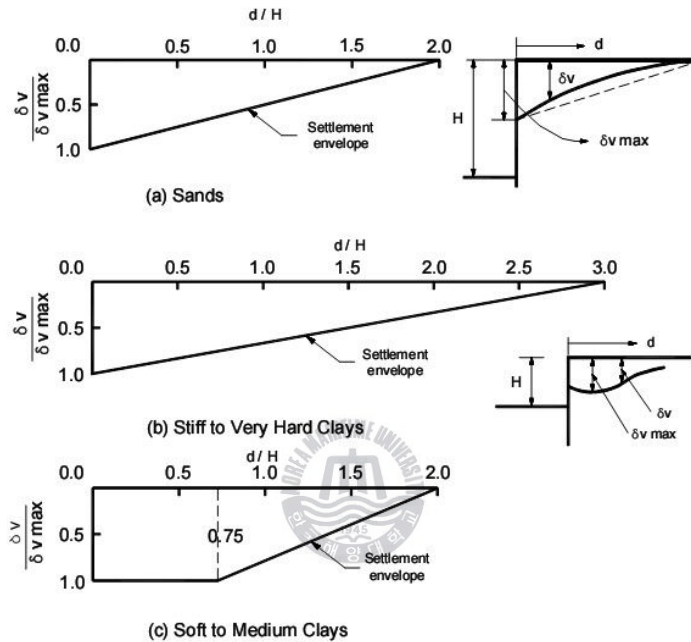


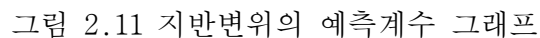
그림 2.10 굴착에 의해 발생하는 인접지표의 침하분포(Clough & O'rourke, 1990)

한편, Fry et al.(1983)등은 지반은 완전 탄성 및 포화된 것으로 가정하여 실시한 유한요소해석 결과 값을 지반조건에 따라 확정하여 다음과 같은 방정식을 제안하였다.

$$\text{수평변위 } \delta_h = \frac{\gamma H^2}{E} (C_1 K_0 + C_2)$$

$$\text{수직변위 } \delta_v = \frac{\gamma H^2}{E} (C_3 K_0 + C_4)$$

$C_1 \sim C_4$: 흙막이벽으로부터의 수평거리와 지표면으로부터 깊이에 따라 결정되는 상수(그림 2.11 참조)



2.3 인접지반의 수평변위 산정

2.3.1 흙막이벽의 수평변위

Clough et al.(1990)등은 견고한 점토, 잔류토 및 모래지반의 경우에 대해 벽체의 최대수평변위와 굴착깊이 사이의 관계를 그림 2.12과 같이 나타내고 있다. 그림 2.12에서 보는 바와 같이 평균적으로 벽체의 수평변위는 굴착깊이의 약 0.2%정도이나, 0.5%이상되는 특별한 경우도 있음을 밝히고 있다. 또한, 발생하는 수평변위의 크기는 흙막이벽체의 종류에는 그다지 상관없음을 알 수 있다.

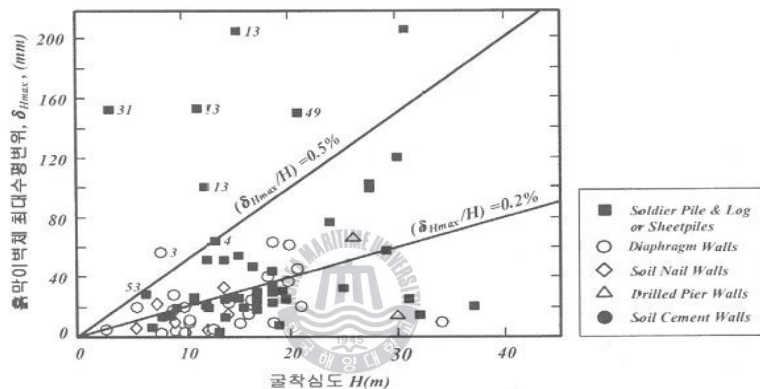


그림 2.12 견고한 점토, 잔류토, 모래지반에 형성된 흙막이벽의 최대수평변위
(Clough et al., 1990)

Mana & Clough(1981)는 다양한 실제시공 자료를 분석하여 저부파괴(굴착저면 융기현상)에 대한 안전율과 벽체의 수평방향 최대변위(굴착깊이와 관련지어)와의 관계를 그림 2.13에 제시하였다. 만약 안전율이 2.0 또는 그 이상인 경우 수평움직임의 크기는 굴착깊이의 0.5%정도 또는 그 미만이고 안전율이 거의 1.0인 경우에는 0.2% 또는 그 이상임을 나타내고 있다.

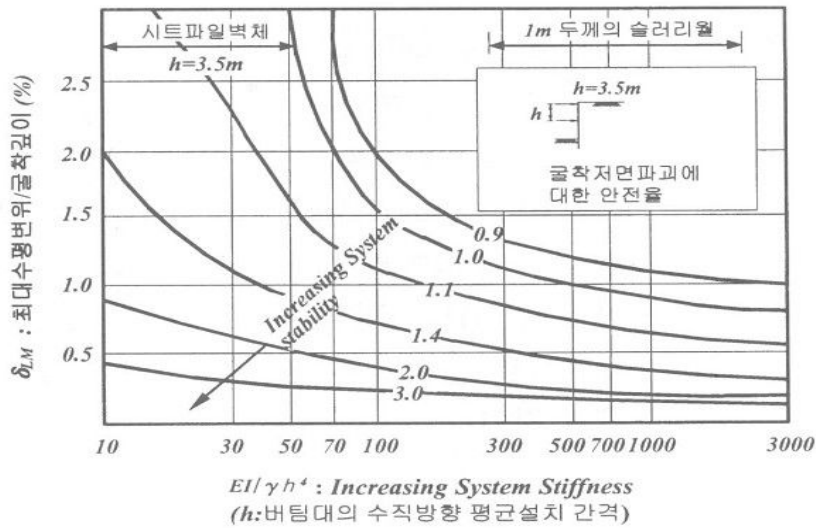


그림 2.13 점토지반의 흙막이벽에 대한 최대수평변위 산정도표 (Clough et al., 1989)



2.3.2 기존연구

표 2.1과 표 2.2은 굴착에 따른 흙막이벽의 수평변위와 인접지반의 지표침하에 관한 기존연구를 요약한 것이다. 이러한 기존 연구를 토대로 현장사례에서 관리기준치로 참조 하고자 한다. 하지만, 굴착시 안정성 확보를 위한 계측관리 기준으로는 설계 및 경험적 결과로 얻은 추정된 변위량이나 축력에만 의존하는 대신 공사중 경과시간에 따른 측정값으로 곡선형태, 변위속도 및 축력의 변화 속도 등을 종합적으로 활용하는 것이 보다 합리적일 것이다.

표 2.1 흙막이 벽체의 최대수평 변위에 대한 여러 가지 제안(양구승, 1996)

제안자	지반조건	토류구조물	제안값
Peck(1969)	조밀한 모래 또는 잔석토	Sheet Pile H+ pile+ 토류판	$\delta_{hm} = 1.0\%H$
Goldberg et al. (1976)	연약 ~ 단단한 점토	-	$\delta_{hm} = 0.5\%H$
NAVFAC DM-7.2 (1982)	조밀한 사질토, 빙적토 (Till)	버팀보 지지	$< 0.2\%H$ (앵커<버팀보)
	단단한 균열 점토 (Stiff fissured clay)	-	$\delta_{hm} = 0.5\%H$ (시공성에 따라 그 이상)
	연약점토	-	$\delta_{hm} = (0.5 \sim 3.0)\%H$
Clough & O'Rourke (1990)	단단한 점성토, 잔석토, 모래	강성이 대~소	평균 : $\delta_{hm} = 0.2\%H$ 상한 : $\delta_{hm} = 0.5\%H$
이종규(1993)	암반을 포함한 다층지반	Sheet Pile	$\delta_{hm} = 0.2\%H$



표 2.2 최대 지표 침하량 및 침하 영향거리 연구결과 요약(양구승, 이종규, 1996)

항목	지반조건	흙막이 구조물	제안값 및 측정값	제안자
굴착 인접 지반 지표 최대 침하량 δ_{vm} 최대 침하 영향 거리 D_1	느슨한 모래, 자갈	엄지말뚝+토류관, 강널말뚝	$\delta_{vm} \approx 0.5\%H$	Terzaghi & Peck (1967)
	중간 ~ 조밀한 모래, 단단한 점토가 끼어있는 모래	엄지말뚝+토류관	$\delta_{vm} \approx 0.3\%H$ $D_1 \approx 2.0H$	O'Rourke(1975)
	단단한 점토	지하연속벽, Top Down 공법	$\delta_{vm} \approx 0.3\%H$ $D_1 \approx 3.0H$	St. John(1975)
	연약 ~ 중간점토	-	$\delta_{vm} \gg \delta_{hm}$ $D_1 : 2.0H$	Goldberg 등 (1976) $\delta_{vm} \approx (1/2 \sim 1)\delta_{hm}$
	매우단단 ~ 견고한 점토	-	$\delta_{vm} \approx (1/2 \sim 1)\delta_{hm}$ $D_1 > 2.0H$ 모래지반의 경우 : $D_1 \leq 2.0H$	대부분의 경우는 $\delta_{vm} \approx (2/3 \sim 11/3)\delta_{hm}$ $\delta_{vm}\delta_{hm} \leq 0.5\%H$
	연약 ~ 중간점토	스트러트	$\delta_{vm} \approx (0.5 \sim 1.0)\delta_{hm}$	Mana & Clough(1990)
	단단한 점토	강성이 작은 것부터 큰 것	$\delta_{vm} \approx 0.3\%H$ $D_1 \approx 3.0H$	Clough & O'Rourke(1990) (단단한 점토, 잔적토,
	모래, 조립토	까지 다양	$\delta_{vm} \approx 0.3\%H$ $D_1 \approx 2.0H$	모래 : 평균 $\delta_{vm} : 0.15\%H$)
	실트질 모래와 실트질 점토가 번갈아가며 지반을 형성	대부분이 지하 연속벽과 스트러트	$\delta_{vm} \approx (0.5 \sim 0.7)\delta_{hm}$	Chang Yu-ou 등(1933)
	-	강널말뚝	$S_i = S_w(x/D)^2$	Caspe(1996) & Bows(1988)
	완전탄성 및 포화지반	트렌치 굴착	$\delta_v = \gamma \cdot H^2/E$ $(c_3 \cdot K_0 + c_4)$	Fry et al(1983)
	사질토지반	-	$S = S_0(x/B)^2 \cdot f$	Bauer

· $\delta_{v,m}$: 최대지표침하량, · $\delta_{h,m}$: 토류벽의 최대수평 변위량, · H: 최종굴토깊이, · D_1, D : 침하영향거리, · S_w, S_0 : 계산된 벽체에서의 표면침하량, x : 벽체에서의 거리, S_i, S : 거리 x에서의 인접지반 지표침하량, δ_v : 연직변위, E: 지반의 탄성계수, K_0 : 정지토압계수, γ : 흙의 단위중량, c_3, c_4 : 상수

제 3 장 지반굴착시공에 따른 인접구조물 손상

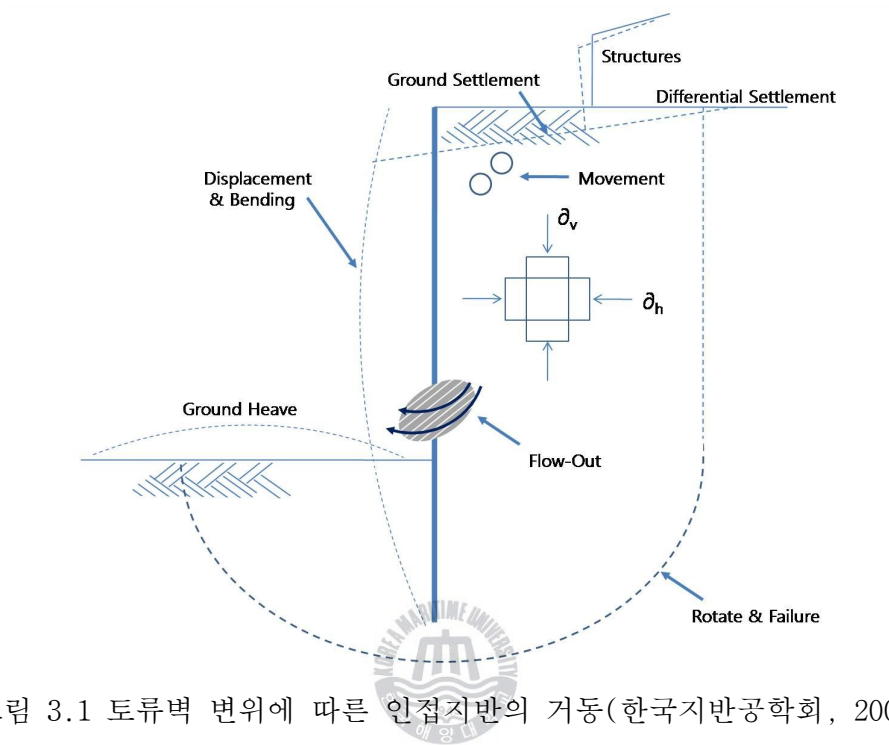


그림 3.1 토류벽 변위에 따른 인접지반의 거동(한국지반공학회, 2002)

3.1 근접정도의 판정

굴착공사는 기존의 안정된 지반을 불안정화 시키는 행위로 볼 수 있으므로 근접시공에서 고려할 사항은 이를 합리적으로 억제시킬 수 있어야 하므로 그에 관한 여러 가지 사항을 검토하여야 한다. 그림 3.2는 근접시공의 검토순서이다. 기존구조물 및 신설구조물의 제반조건, 그리고 해당 지반조건을 검토하여 실시하는 근접 정도의 판정에는 기설 구조물과 신설공사를 포함한 2차원 단면을 적용해서 이격거리 등을 검토하며, 기설구조물 지지력에의 영향을 검토하는 방법과 지반변위에 미치는 범위를 고려하는 방법이 일반적이다.

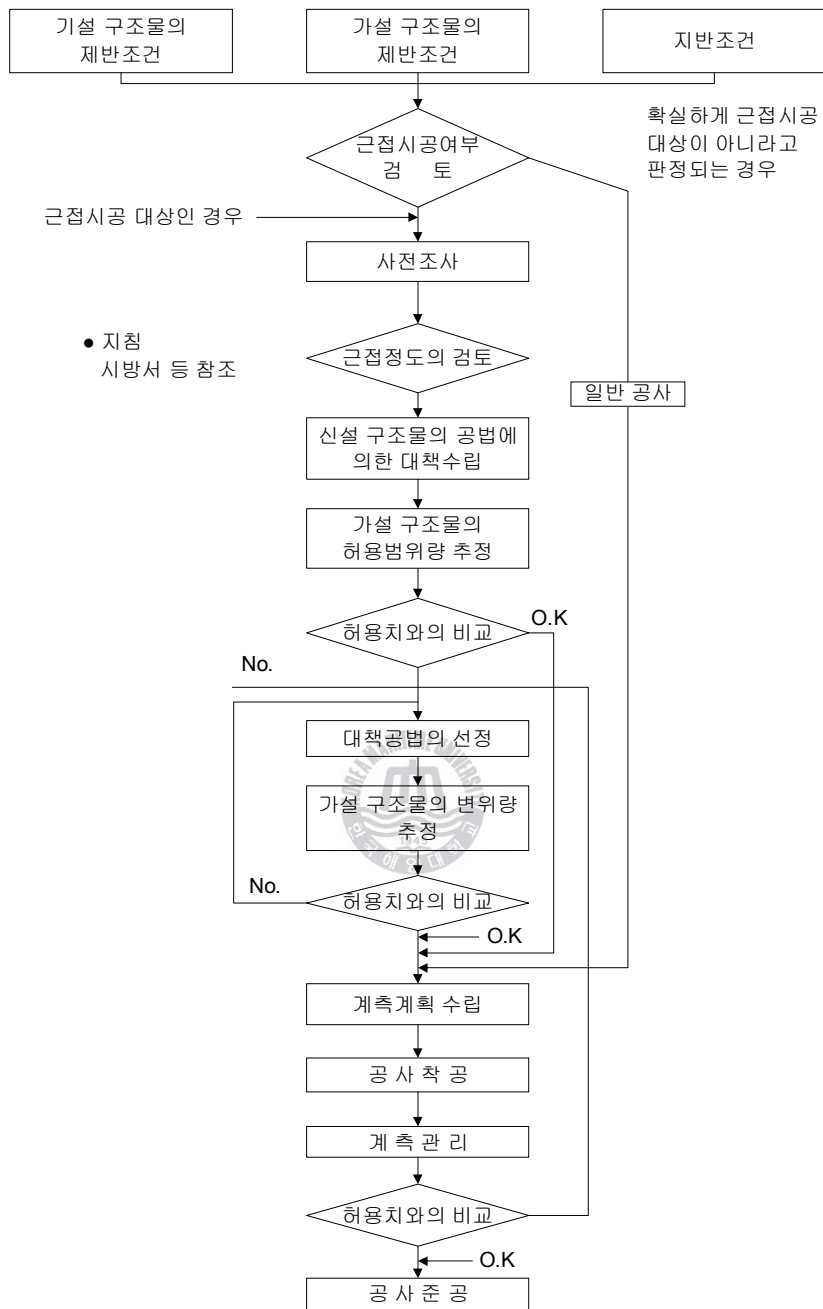


그림 3.2 근접시공 여부의 검토순서(한국지반공학회, 2002)

3.1.1 기설구조물 지지력에의 영향을 검토하는 방법

신설 구조물의 굴착이 기존 구조물의 지지력에 관련되는 토층의 범위나 기존 구조물 하중에 의한 응력을 크게 받고 있는 범위의 흙을 제거하거나 성토할 때 영향을 미치므로 신설공사의 굴착이 이 범위 외에 있으면 영향은 없다고 판단하는 방법이다(표 3.1). 여기서 지지력에 관한 범위와는 극한평형이론에 의한 토압선이나 기초전단 파괴시의 미끄러짐 선이 미치는 범위를 말한다.

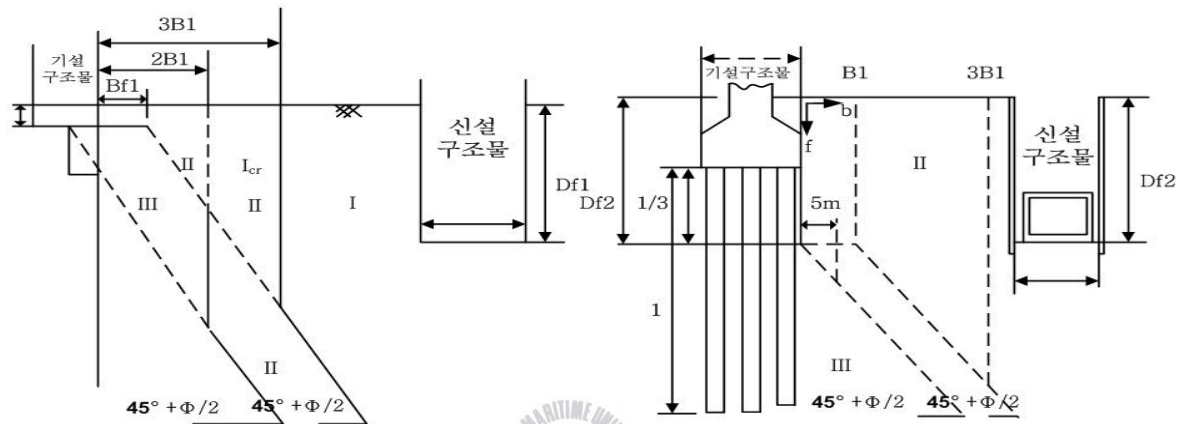
3.1.2 지반변위의 발생 범위를 고려하는 방법

지반의 응력상태보다는 신설공사에 의한 주변의 지반변위의 발생 범위를 고려하는 방법이다(표 3.2). 신설공사의 시공법에 따라 구분이 실시되지만, 개착 공법의 경우 흙막이벽의 휨변형, 흙막이벽의 인발, 히빙 등 각기에 대해서 영향범위가 표시되어 있다. 송전지침에서는 상기 2개 방법을 병용해서 각기 기존 구조물측에서의 근접정도의 판정방법, 신설 구조물측에서의 근접정도의 판정 방법이라고 칭하고 적용에 있어서는 제조건을 종합적으로 감안해 최적의 방법으로 판정한다.



표 3.1 굴착 시공시 근접정도의 범위(한국지반공학회, 2002; 일본수도고속전철, 송전선)

범위 \ 지점		수도고속전철	송전선	비고
Ⅲ	제한 범위	①, ②에서 정하는 범위		기설구조물의 변형을 정량적으로 반드시 검토하여야 하는 범위
	요대책 범위	① $B_0 < B_1$ 인 경우 ② $B_0 \leq (D_{f2} - D_{f1}) \tan(45^\circ - \phi/2) - 2c/r \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$ 단, 우측항의 최대치는 $3B_1$ 으로 함 (영향이 없는 범위 $3B_1$) B_1 은 기설구조물의 응력이 대향 10%되는 선	① $b < 5m, f \geq D_{f1}$ ② $f \geq b \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) + D_{f1}$	
Ⅱ	요주의 범위	Ⅲ, Ⅰ 어느 조건에도 해당하지 않는 범위 단 $B_1 < 5m$ 이면 $B_1 = 5m$ 로 한다.	③, ④에서 정한 범위중 Ⅲ을 제외한 범위 ③ $b < 3B_1, f \geq 0$ ④ $f \geq (b - B_1) \tan(45^\circ + \phi/2) + D_{f1}$	기설구조물에 영향을 주지 않도록 대책을 강구하고 변위를 관측하여야 하는 범위
Ⅰ	일반 범위	③ $B_0 > 3B_1$ (신설구조물 바닥면이 지하수위 이하) $B_0 > 2B_1$ (신설구조물 바닥면이 지하수위 이상) ④ $B_0 > (D_{f2} - D_{f1}) \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1$ 단, 우변의 최대치는 $4B_1$ 로 한다.	Ⅲ, Ⅱ 이외의 범위	필요에 따라 가설구조물의 변위를 측정하여야 하는 범위

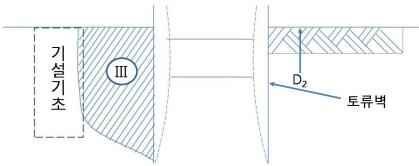
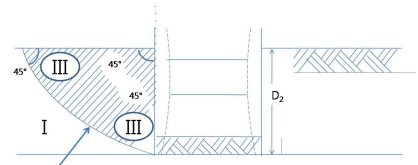
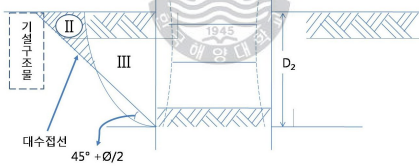


(a) 수도고속전철

(b) 송전선

그림 3.3 굴착시공시 근접정도의 범위

표 3.2 굴착공사시 근접정도의 범위(한국지반공학회, 2002 ; 일본건설성)

	토류벽의 휨변형에 기인하는 경우	
	모래질 지반	점성토 지반
영향 범위 Ⅲ	<p>토류벽 변형이 생기는 깊이를 D_2라 할때 대수나선으로 가정하여 얻어지는 영역 토괴자중, 기설구조물에 작용하는 하중, 점착력 및 토류벽의 반력이 최대로 되는 대수나선(그림 C)</p>  <p>그림 C 영향범위, 영향의 범위</p>	<p>그림 E에 나타난 영역, 여기서 D_2는 계산상 토류벽 휨변형이 생기는 길이</p>  <p>그림 E. 영향범위, 영향의 범위</p>
요주의 범위 Ⅱ	<p>위 판정에 있어 영향범위 Ⅲ에 기설구조물이 포함되지 않는 경우 영향범위 ①과 요주의 범위에 모두 포함되는 경우 요주의 범위로 함</p>  <p>그림 D. 요주의 범위</p>	-
영향 의 범위 Ⅰ	위 경우 이외의 영역 (그림 C)	위 경우 이외의 영역(그림E)

3.2 인접구조물의 손상평가

흙막이 굴착이 진행됨에 따라 발생하는 인접 지표침하에 의해 구조물에 미치는 손상영향은 지반의 조건, 굴착 깊이, 지보조건과 구조물의 유형 및 형상, 작용하는 하중의 크기 및 분포, 기초의 특성 등 많은 복잡한 요인들로 인해 구조물에 대한 허용 침하량을 이론적으로 추론하는 것은 쉽지 않다. 이러한 이유로 구조물의 허용 침하량에 대한 연구는 구조물에 대한 침하량과 손상영향을 현장 계측에 의해 수행한 경험적인 방법을 토대로 발전되어왔으며, 구조물 손상평가에 관한 연구는 이론적 방법, 실험적 방법, 현장 계측에 의한 방법 등 다양하게 수행되어 왔다.

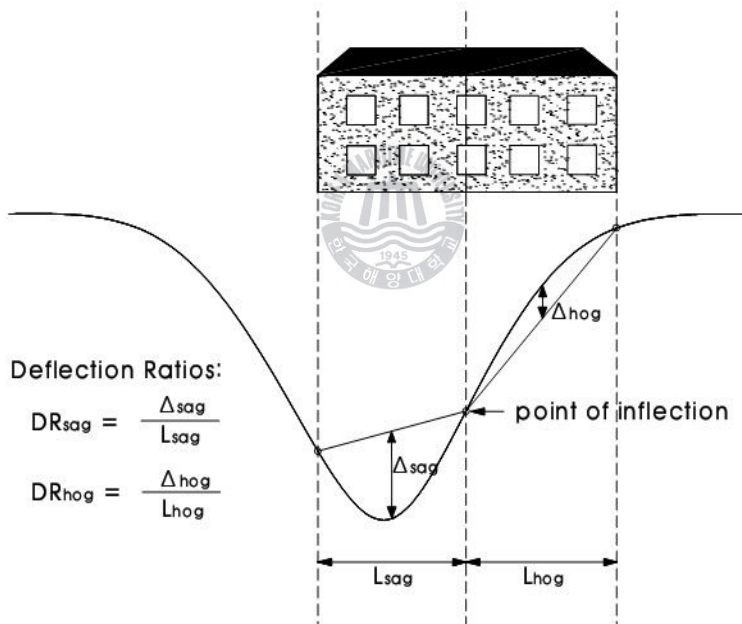


그림 3.4 처짐비의 정의 (Bur land, 1995)

3.2.1 구조물 손상평가 인자

1) 처짐비 (Δ/L , Deflection Ratio)

Burland(1995)는 흙막이 굴착이 진행되면서 발생하는 인접 지반거동에 따른 구조물 손상평가를 위하여 그림 3.4와 같이 구조물의 처짐 곡선에서 두 지점을 연결한 직선과 그 구간에서 발생한 처짐 곡선간의 최대 수직 이격거리인 처짐(Δ)을 두 지점의 거리(L)의 비인 처짐비(Δ/L , Deflection Ratio)로 나타내었다. 또한, 처짐은 배사형 처짐(Sagging Deflection)과 등사형 처짐(Hogging Deflection)으로 분류하고 있다.

2) 각변위 (β , Angular Distortion)

Cording et al.(2001)은 구조물의 거동으로부터 손상영향을 평가하기 위하여 그림 3.5와 같이 구조물의 하부경사와 Tilt의 차이인 각변위를 계산하여 적용하였다. 평면조건에서 구조물의 각변위는 4개의 모서리(A, B, C, D)부에서 측정된 수직변위와 수평변위를 이용하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$Slope_{(base)} = \frac{\delta_{V(A)} - \delta_{V(B)}}{L_{(BAY-1)}}$$



$$Tilt = \frac{(\delta_{L(C)} - \delta_{L(B)}) + (\delta_{L(D)} - \delta_{L(A)})}{2h} \text{ or } \frac{\delta_{L(C)} - \delta_{L(B)}}{h}$$

$$Angular \ Distorsion \ (\beta) = slope_{(base)} - Tilt$$

여기서, Slope_(base) = 구조물 하부 경사

Tilt = 구조물의 기울기

β = 구조물의 각변위

$\delta_{L(A),(B),(C),(D)}$ = 구조물 A, B, C, D지점의 수평방향 변위

h = 구조물의 높이

$L_{(BAY-1)}$ = 구조물 BAY-1구간의 수평길이

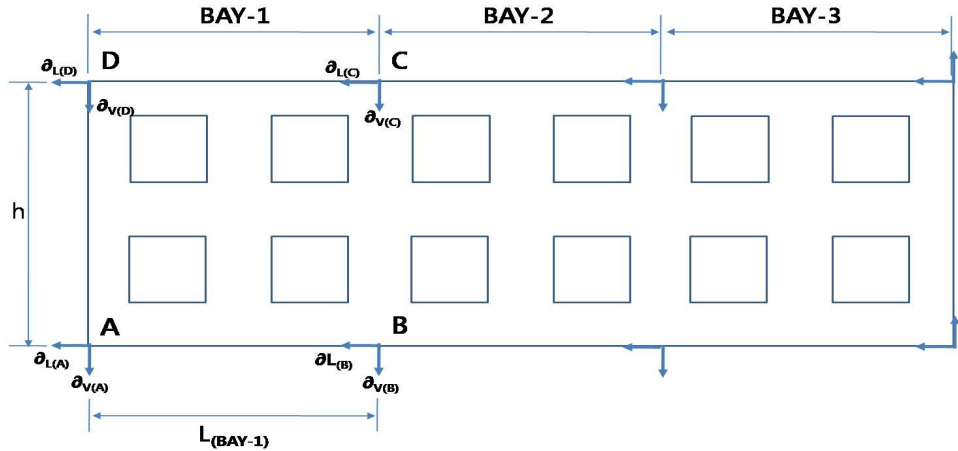


그림 3.5 구조물 각변위 및 수평변형율 산정

3) 수평변형율 (ϵ_L , Lateral Strain)

구조물 내의 벽체 자체에 수평방향으로 발생하는 압축 및 인장력에 의한 변형율을 의미하는 수평변형율(ϵ_L)은 구조물의 손상영향 평가시 각변위, 처짐비와 함께 중요한 인자로 작용하며, 그림 3.5에서 구조물 하부인 A, B지점의 수평변형율은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\text{Lateral Strain}, \epsilon_{L(\text{base})} = \frac{\delta_{L(A)} - \delta_{L(B)}}{L_{(BAY-1)}}$$

여기서, $\epsilon_{L(\text{base})}$ = 구조물 하부의 수평변형율

$\delta_{L(A),(B)}$ = 구조물 A, B지점의 수평방향 변위

$L_{(BAY-1)}$ = 구조물 BAY-1구간의 수평길이

3.2.2 구조물 손상평가 및 등급

1) 손상평가 인자에 의한 손상분류

Meyerhof(1953)는 open frame 구조물의 경우, 인접한 기둥사이의 허용각변위를 1/300, 칸막이벽을 포함한 frame 구조물의 경우, 인접한 기둥사이의 허용각변위를 1/1000정도로 제안하였다. 그 후, 1956년에는 임계각변위에서 안전율이 1.5일 때 frame의 보와 기둥의 허용각변위를 1/250으로 제안하였다.

Skempton & MacDonald(1956)는 내력벽, 강재 및 철근 콘크리트 프레임구조물 등의 98개 현장 계측결과를 근거로 각변위와 구조물의 손상영향의 상호관계를 연구하였다. 이 연구에서 프레임구조물과 내력벽의 칸막이벽에 균열이 발생하는 임계각변위를 1/300, 구조물에 손상이 가해질 수 있는 임계각변위를 1/150으로 제안하였다.

Poshin & Tokar(1957)는 석조건물벽에 있어서 대부분 인장한계를 넘어서는 단계에서 균열에 의한 구조물 손상이 발생하며, 가시균열(visible cracking)이 발생하는 시점은 임계 인장변형율(critical tensile strain)과 밀접한 관계가 있다고 보았다.



표 3.3 건물자중으로 인한 침하에 대한 임계각변위 비교 (Modified from Boscardin, 1980)

Structure and Response	Buildings settling under their own weight		
	Meyerhof (1953, 1956)	Skempton & Macdonald(1956)	Polshin & Tokar (1957)
Brick walls where cracking is not permissible	1/2000 (1/1000*)	1/500	1/1200** - Clay 1/1700** - Sand
Allowable distortion for panel walls and infilled frames	1/1000 (1/500*)	-	1/1000
Allowable distortion for open frames	1/300 (1/250*)	-	1/200
First cracking in panel walls	-	1/300	1/500
Severe damage to buildings and severe distortion of frame	-	1/150	-

*From Meyerhof(1956), Factor of Safety Considered

**Converted from the original deflection ratio, Multiplying by 2

표 3.3는 Meyerhof(1953, 1956), Skempton & Macdonald(1956), Polshin & Tokar(1957)에 의해 제안된 임계각변위를 비교하여 나타낸 것이다.

Bjerrum(1963)은 Skempton & Macdonald(1956)가 수행한 연구 결과를 토대로 부등침하에 의해 나타나는 각변위의 변화와 건물의 손상정도를 예측할 수 있는 허용기준치를 그림 3.6과 같이 나타내었다.

이 연구에서는 침하율과 시공순서 및 방법과 같은 요소를 고려하였지만 지표면에서 발생하는 수평변형율은 고려되지 않았다.

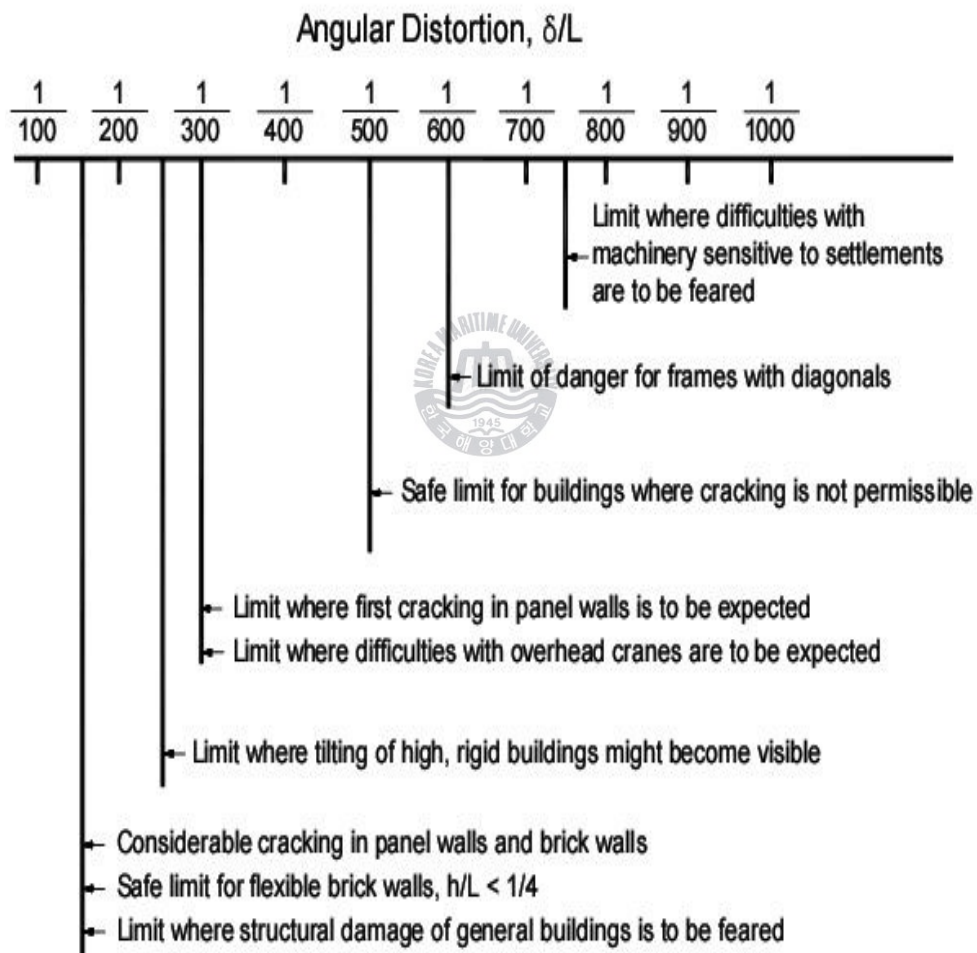


그림 3.6 구조물 손상과 각변위의 관계 (Bjerrum, 1963)

Burland & Wroth(1974)는 임계 인장변형율의 개념을 발전시켜 건물이 단순보와 같이 거동하고 인장변형율의 값은 한계치에 도달하거나 균열이 발생되기 전까지는 선형탄성거동을 한다는 가정하에 단순보의 초기 가시 균열에 적용시켰으며, 결과적으로 석조 건물벽의 임계 인장변형율 값은 $5.0 \times 10^{-4} \sim 7.5 \times 10^{-4}$ 의 범위로 나타난다고 제시하였다.

Cording et al. (1978)은 Washington D.C.와 New York City의 현장 계측결과를 통해 구조물에 미치는 손상정도에 따라 발생하는 각변위의 범위를 표 3.4과 같이 나타내었다.

표 3.4 구조물의 손상정도와 각변위의 관계 (Cording et al., 1978)

손 상 정 도	각변위 (Angular distortion)
건축물의 미세손상 발생	1 : 1000
건축물 창문부에 균열이 발생 ~3mm 균열발생	1 : 1000 ~ 1 : 300
문틀과 창문부의 파괴 발생 12 ~ 0mm 균열발생	1 : 300 ~ 1 : 150
벽체에 피복된 재료, cornice의 파괴 발생	1 : 150

표 3.5는 여러 학자에 의해 제안된 임계변형율과 임계각변위의 범위에 대해 구조물의 종류에 따라 구분하여 나타내고 있다.

표 3.5 구조물의 종류에 따른 임계변형율과 임계각변위의 비교

제 안 자	ϵ , %	β	비 고
Polshin, Tokar(1957)	0.05		Brick buildings
Base et al.(1966)	0.05		Reinforced concrete beam
Burhouse(1969)	0.038~0.06*		Brick wall with reinforced concrete supporting beam
Burland, Wroth(1974)	0.035		Reinforced concrete supporting beam
Mainstone, Weeks(1970) Mainstone(1971)	0.081~0.137		Brick infilled frame
Littlejohn(1974a, b)	0.02~0.03		Brick wall
Mainstone(1974)	0.02~0.03		Brick infilled frame
Burland, Wroth(1974)	0.03~0.09		Walls and panels
Terzaghi(1935)		1/285	Brick wall
Thomas'(1953)		1/400~1/300**	Brick wall Brick infilled frame
Skempton, MacDonald (1956)		1/300	Load bearing wall Panel in frame building
Meyerhof(1956)		1/1000	Brick wall
Polshin, Tokar(1957)		1/500	Panel wall
Wood(1958)		1/100	Encase steel frame
Wood(1958)		1/450~1/275	Brick infilled frame Brick or block wall
Wood(1958)		1/1000	Brick wall with opening
Bozuzuk(1962)		1/170~1/60	Fiber board or plywood facing on wood frame
Bozuzuk(1962)		1/270~1/150	Gypsum board or fiber board with plaster facing on wood frame
Bozuzuk(1962)		1/1000	Structural clay tile Concrete block unit with mortar
Bozuzuk(1962)		1/1000~1/500	Clay brick unit with mortar
O'Rourke et al.(1976) Boscardin et al.(1978)		1/750~1/500	Panel wall

ϵ : tensile strain β : angular distortion

*deduced by Burland & Wroth (1974)

**deduced by Meyerhof (1953)

2) 손상평가 및 손상등급

Burland & Wroth(1974)는 구조물 균열발생 여부를 결정하는 기본요소로서 임계인장변형율과 구조물 손상등급을 연관시켜 제안하였으며, 그 후 Burland et al.(1977)에 의해 한계인장변형율(limiting tensile strain)의 개념으로 대체되어 제시되었다.

Rankin(1988)은 구조물이 greenfield 상태의 지반거동을 따른다는 가정 하에 설계단계에서의 손상정도에 대한 초기 평가에 사용할 수 있는 구조물의 손상 위험정도에 대한 경사와 침하의 한계를 분류하여 표 3.6와 같이 제시하였다.

표 3.6 손상 위험정도에 대한 건물의 경사와 침하량 (Rankin, 1988)

손상등급	건물의 최대 경사	건물의 최대 침하량 (mm)	손 상 정 도	
1	< 1/500	< 10	무시	- 표면적으로 손상이 거의 없음
2	1/500 ~ 1/200	10~50	경미	- 구조적으로 중요하지 않은 표면적인 손상 가능
3	1/200 ~ 1/50	50~75	보통	- 건물의 표면적인 손상과 구조적 손상 가능성이 예상 - 강체 파이프라인의 손상 가능
4	> 1/50	> 75	심각	- 건물의 구조적 손상 예상 - 강체 파이프라인의 손상 예상 - 다른 파이프라인의 손상 가능

Boscardin & Cording(1989)은 현장의 계측결과를 토대로 구조물의 손상등급과 건물에 유발된 인장변형율에 대한 상호관계를 확인하였으며, 손상등급과 인장변형율 범위의 관계를 표 3.7과 같이 나타내었다.

표 3.7 손상등급과 임계인장변형율의 관계 (Boscardin & Cording, 1989)

손상등급	손상정도	한계인장변형율, ϵ_{lim} (%)
0	무시	0 ~ 0.05
1	매우경미	0.05~ 0.075
2	경미	0.075 ~ 0.15
3	보통	0.15 ~ 0.3
4~5	심각 내지 매우 심각	> 0.3



제 4 장 근접시공에 따른 기존 라멘구조물의 안정성 검토 사례

4.1 개요

본 사례 현장은 부산도시철도 2호선 양산선 운행구간으로, 도시철도 하부를 횡단하는 연결도로의 침수를 방지하기 위해 설치되는 우수배제펌프장 설치공사이다. 기존 도실철도 라멘 구조물에 3m인접하여 강관파일 압입, Sheet Pile 압입, 1:2:3단 굴착이 이루어지는 현장으로, 기존라멘구조물과 충분한 이격거리를 확보하는 것이 바람직하지만, 택지개발에 따른 토지활용 여건상 기존구조물과 인접하여, 난공사가 예상되는 조건에 있다.

본 장에서는 이러한 신설굴착공사가 인접한 기존 라멘구조물에 발생 할 수 있는 영향요인들을 검토하여, 기존 라멘구조물의 안정성을 평가해 보고자 한다.



4.1.1 지형 및 지질학적 특성

본 사례 현장의 지반조사 보고서(2002)에 의하면, 연구지역 주변의 지형은 북북동-남남서방향으로 발달하는 단층선을 경계로 산계가 나란히 발달한다. 산계의 경계가 되는 N20E 방향의 주 단층과 사교하는 단층에 의해 형성되어 있으며 양산선 노선지역은 단층대를 따라 발달한 하천에 의한 충적퇴적지를 이루고 있다.

본 지역에서 수계의 발달은 산계 및 단층의 발달방향과 밀접한 관계를 가지고 있다. 주 하천인 양산천은 북북동 방향으로 발달한 양산단층과 평행하며 서북서, 동-서방향 등의 지류는 계곡과 평행으로 흐르면서 양산선에 유입되고 있다.

본 지역 지질은 한반도 조구조 분류상 경상분지에 해당하며 한국지질도 1:50000 양산도폭의 남서부와 동래·월래도폭의 북서부에 해당한다. 조사지역의 암석은 후기 백악기에 해당하는 경상계 유천층군의 안산암질암과 이를 관입하

는 규장반암과 흑운모화강암으로 구성되며, 상기 지층들을 제 4기 하성퇴적층이 부정합으로 피복하고 있다.

표 4.1 지질 계통표

제4기		신기하성층
	부정합	
후기백악기	불국사관입암류	흑운모화강암
		관입
		규장반암
	관입	
	유천층군	주사산안산암질암

4.1.2 대표단면 선정 및 지층구성

그림 4.1 은 본 사례현장의 대표 단면으로서 기존라멘구조물의 상부는 철근 콘크리트 라멘구조물이고, 기초 하부는 T-16mm, $\phi=609.6\text{mm}$ 의 강관파일로, 지반고에서 약 30m 하부의 풍화암까지 관입되어있다.

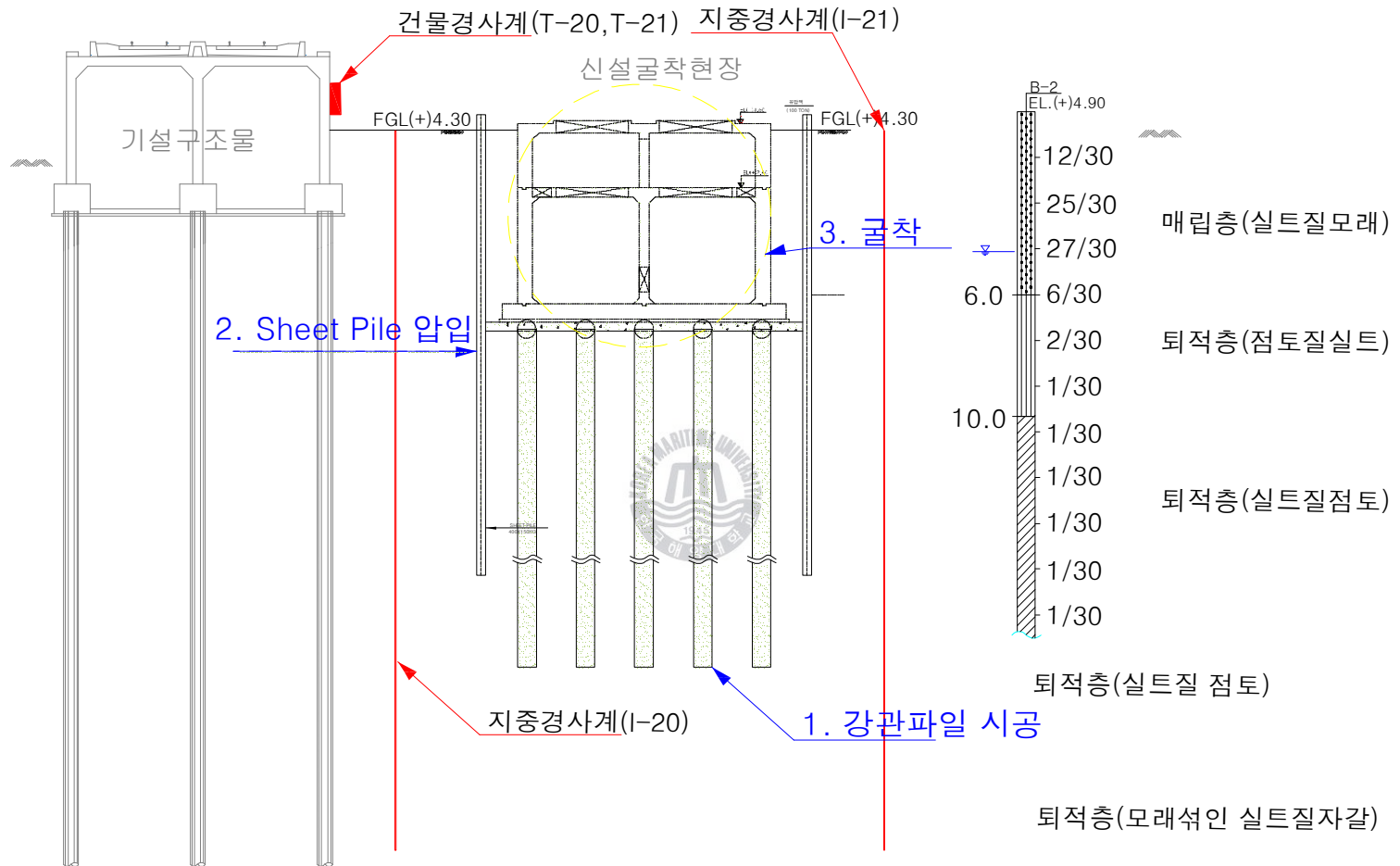


그림 4.1 A현장 개요도

4.1.3 근접정도의 판정

이격거리에 따른 판정을 하기 위해 앞에서 제시한 송전선 지침에 적용해 본 결과는 그림 4.2와 같이 요주의 범위에 속하는 영역으로, 근접시공에 따른 시설 라멘구조물이 받는 영향을 최소화하기 위해, 가시설 설치시, 그림 4.3과 같이 Screw로 선천공후, Sheet Pile을 압입하는 저진동 압입공법을 시행하였다.

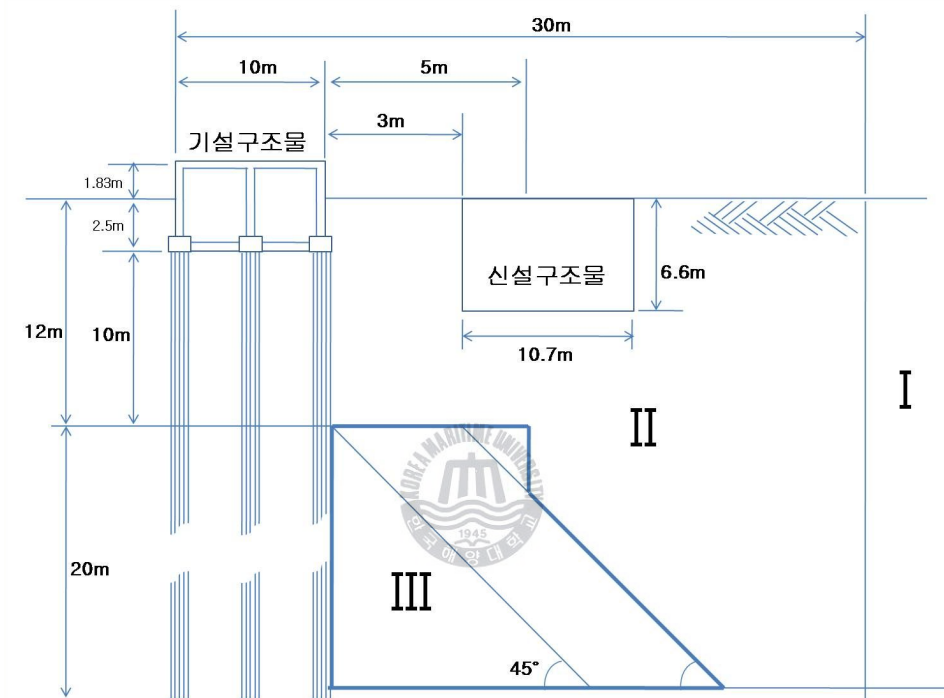


그림 4.2 이격거리에 대한 판정



(a) 저진동 유압식 압입장비



(b) T-4 선천공

그림 4.3 Sheet Pile 시공

4.2 시공단계별 계측치

4.2절에서는 그림 4.4.와 같은 시공단계별로 계측치를 검토해보고 기존 시설물의 안정성에 대한 영향을 검토해보자 한다.

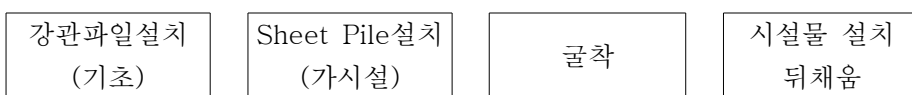


그림 4.4 시공단계

4.2.1 계측기 설치현황

인접굴착에 따른 도시철도 라멘구조물의 안정성을 판단하기 위해 그림 4.5과 같이 구조물 경사계와 지중경사계를 각 각 2개소씩 설치하였고, 측정빈도는 표 4.2와 같다. 그 외 라멘구조물의 손상을 판단하기 위해 라멘 내부에 균열게이지를 설치하였고, 강관파일 압입과 Sheet Pile 압입 시공시 발생하는 진동을 측정하기위해 향타시 마다 그림 4.6 같이 진동을 측정하였다.

표 4.2 측정 빈도

구분	계측기명	측정 빈도	비고
현장내	지중 경사계	강관파일 및 가시설시공중(1개월) : 1회/일 그 외(4개월) : 2회/주	이상변위 발생시 수시계측
	구조물 경사계	강관파일 및 가시설 시공(1개월) : 2회/일 그 외(4개월): 2회/주	

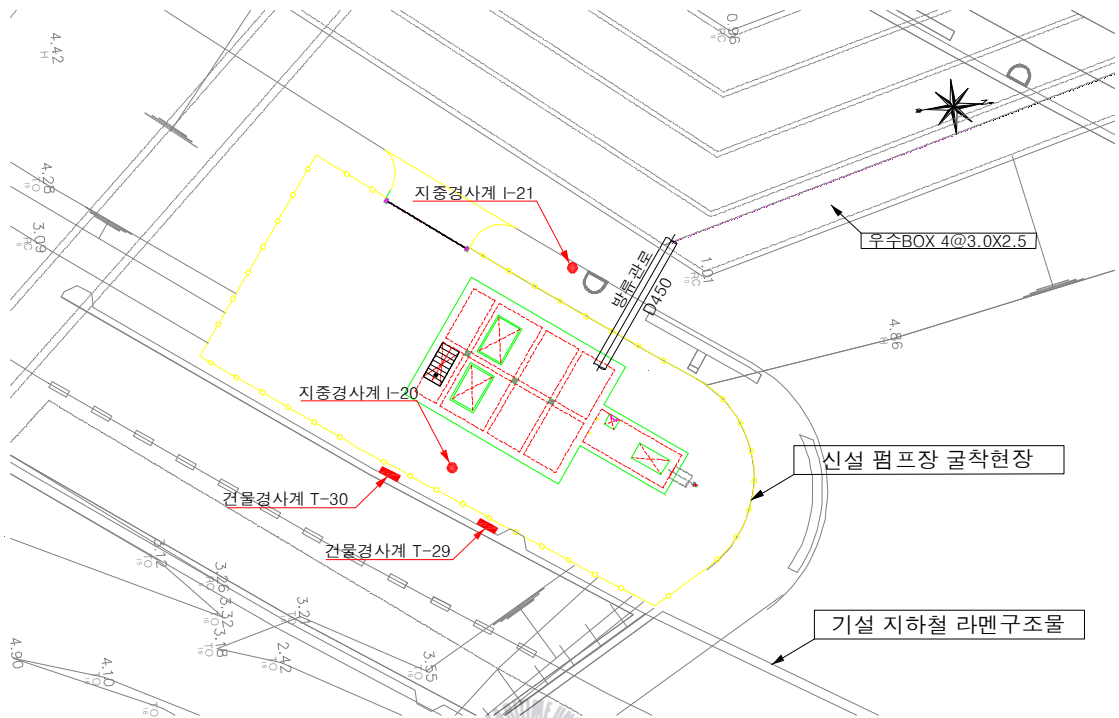


그림 4.5 계측기 설치 위치



그림 4.6 진동 측정

1) 구조물 경사계(Tiltmeter)

구조물경사계는 인근 주요 구조물에 설치하여 구조물의 경사각 및 변형상태를 계측하며, 인접구조물의 골조 및 바닥에 접촉 또는 체결(bolting)한다. 일반적으로 조적구조물에는 설치하지 않아야 한다.

구조물경사계는 인위적 또는 자연적인 영향으로 주변건물이나 구조물, 옹벽 등의 부등침하등 기타요인으로 인한 기울기를 측정한다. 최근에는 출력 데이터의 자동화로 입력이 즉시 처리되어 지속적인 데이터 확보가 가능하고 미리 정해놓은 허용 한계 내에서의 경사각 움직임에 대해서는 자동적으로 경보음이 울려 구조물의 위험을 예방하기도 한다.

2) 지중수평변위계(Inclinometer)

지중수평변위계, 일명 경사계는 주로 수직으로 설치하여 굴착공사가 진행시 인접지반의 수평변위량과 위치, 방향 및 크기를 실측하여 토류구조물 각 지점의 응력 상태를 판단하기 위하여 사용되며 토류벽 또는 배면 지반에 굴착심도 이상, 부동층까지 설치한다. 또한 경사계를 측면에서 활용하여 수직변위량도 측정할 수 있다.

지중수평변위계는 굴착 및 성토시 공동현상 및 지하수위의 변화 등 기타영향으로 인한 토립자의 수평변위량의 위치, 크기 및 속도를 계측하여 설계상의 예상변위량과 비교 검토를 통해 안전도 및 피해 영양권을 추정하는데 그 목적이 있다. 지중수평변위계의 적용 가능한 곳으로는 도시철도 및 흙막이공사의 굴착공사의 수평변위측정, 교각 및 교대의 수평변형측정, 사면의 예상활동면 측정, 터널 및 수직갱, 댐 기타 각종 제방 등의 수평변위측정, 경사계를 활용한 수직변위산정 등이 있다.

4.2.2 구조물 경사계 계측결과

굴착면과 수직방향의 기존 구조물의 종방향 경사변위는 그림 4.7와 같다. 기존 라멘구조물의 종방향(굴착면과 수직방향)에서는 강관파일 시공중에는 구조물 경사계에서는 큰 변위가 관측되지 않았으며, 2월 5일 Sheet Pile압입과 더불어 계측치가 일부 크게 나타나는 현상을 발견할 수 있었으나, 다시 수렴하는

것으로 나타났다. 이는 Sheet Pile 압입과 같은 시공중에 발생한 진동 및 모래 뒤채움 등의 영향으로 생각되며, 큰 의미는 없는 것으로 사료된다. 터파기 이후로 구조물 경사계 T-29와 T-30에서의 측정치는 서로 반대방향으로 구조물이 종방향으로 인장력을 받는 것으로 계측기상 표현되지만 그 수치가 2mm안으로 미세하며, 라멘내부의 벽체면 및 천정 균열 확인 결과 특별한 이상 개소는 발견되지 않았다.

굴착면에 대한 구조물 경사변위는 그림 4.8와 같다. Sheet Pile 압입에 따라 T-29에서 굴착면 방향으로 기울어졌으나, 변위는 4mm 안으로 미세하며, 진행성을 띄지는 않는다, T-30의 경우는 역시 Sheet Pile 압입에 따라 종방향과 비슷하게 계측치가 크게 일어나는 현상이 발생하나 굴착에 따른 변위는 발생되지 않는다. 굴착면에서의 구조물 경사변위도 또한 Sheet Pile시공과 뒤채움을 시행한 2월 10일 이후로 일부 변위가 계측되나 그 후 일정하게 큰 변위가 없는 것으로 나타났다.

Bjerrum(1963)은 균열을 허용할 수 없는 빌딩에 대한 안전한계를 각변위 1/500으로 제시하였으며, 본 현장에서의 굴착면에 안전한계는 8mm로 계측치를 주요 공정 일자별로 정리하면 표 4.3와 같다. 표 4.3에서 확인 할 수 있듯이 신설 굴착에 따른 기존 라멘 구조물의 영향은 미미한 것으로 판단된다.

표 4.3 구조물경사계 계측결과 비교

측정일자	누적변위(mm)		공종	판정기준 (8mm)
	T-29	T-30		
2008년 11월 30일	1.582	0.076	강관파일 시공끝	안정
2008년 12월 10일	1.620	0.567	Sheet Pile 시험시공	
2009년 2월 5일	1.770	0.454	Sheet Pile 시공	
2009년 2월 11일	5.412	-1.813	모래뒤채움	
2009년 2월 23일	3.213	-1.548	Sheet Pile 시공완료	
2009년 3월 2일	3.630	-0.906	터파기 굴착	
2009년 3월 19일	3.592	0.190	터파기 굴착완료	

+ 기설구조물 방향, -신설구조물 방향

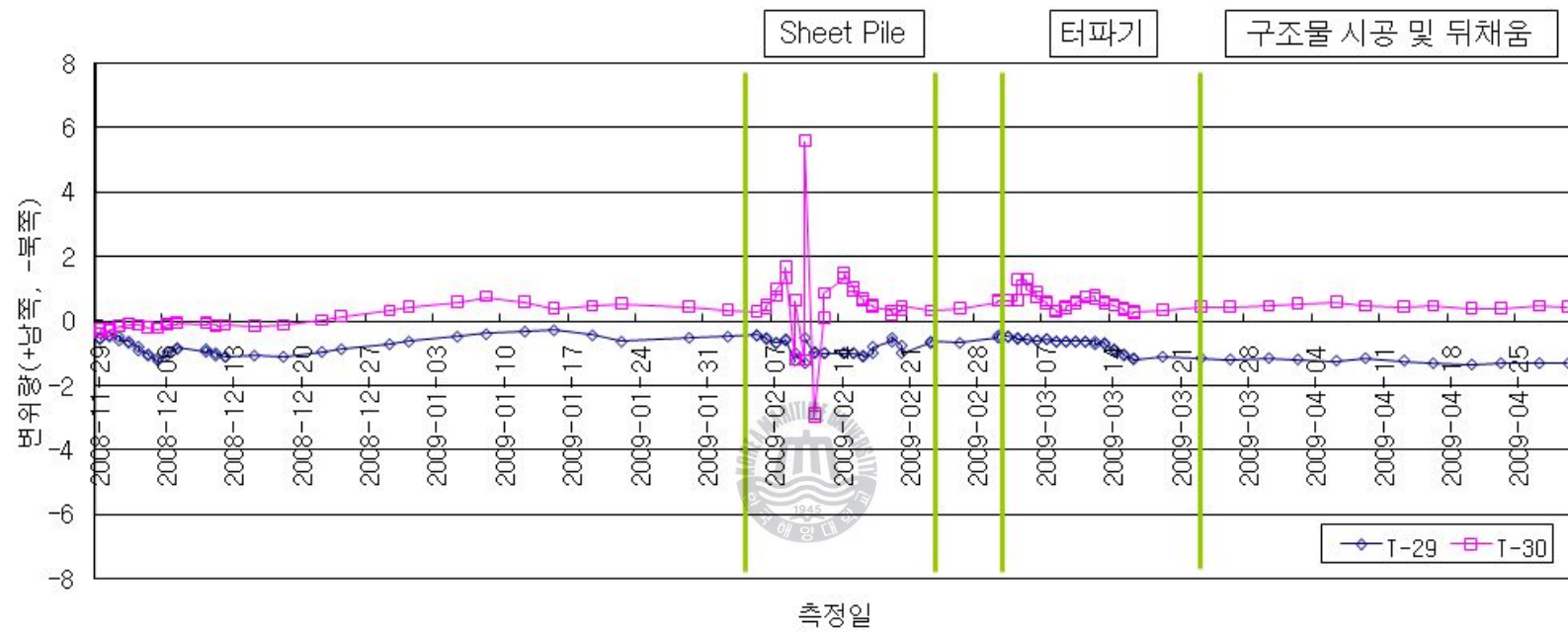


그림 4.7 종방향 구조물 경사계 계측결과

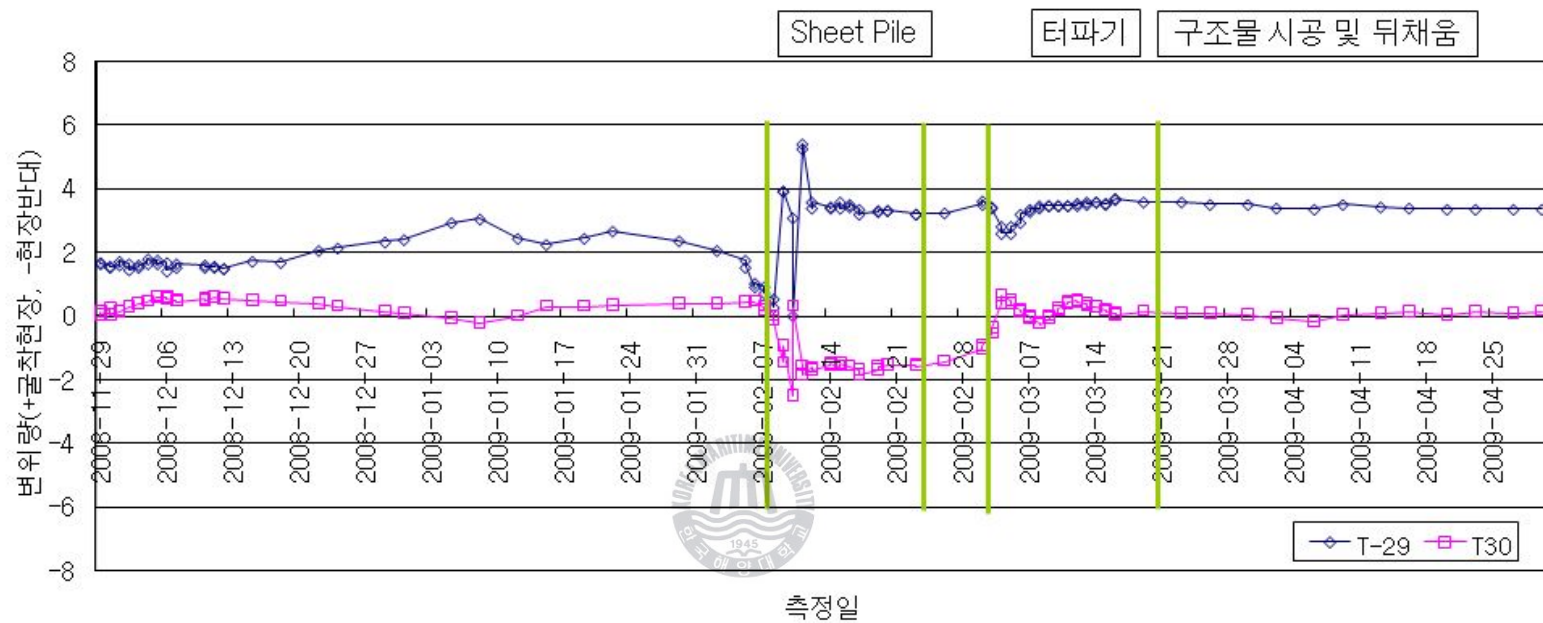


그림 4.8 굴착면 방향 구조물 경사계 계측결과

4.2.3 지중경사계(수평변위 검토)

본 현장의 지반상태와 토류구조물을 고려하여 Clough(1990)와 이종규(1993)가 제시한 최대수평변위의 제안값과 현장에서 실제 측정한 지중경사계 I-20, 값을 비교 검토하여 표 4.4에 나타내었다.

Clough(1990)는 단단한 점성토, 잔석토, 모래 등의 지반에서 흙막이 벽체의 최대 수평변위를 굴착심도의 0.2%로 제안하였으며, 상한치로 0.5%를 제안하였다. 이종규(1993)는 Sheet Pile을 토류벽으로 사용한 암반을 포함한 다층지반에서 Clough(1990)와 함께 굴착심도의 0.2%를 최대수평변위로 제안하였다. 이에 본 A 현장에서는 Clough(1990)와 이종규(1993)의 제안값을 계측관리의 기준치로 사용하였다.

지중 수평변위계 I-20에서의 2008년 12월부터 2009년 4월까지 변위를 관찰하면 그림 4.9와 같다. (+)부호 방향은 터파기 배면(기설구조물, 도시철도)방향이며, (-)부호방향은 신설구조물(굴착면) 현장방향이다. 강관파일 압입이 시작된 12월과 완료된 1월은 대체로 지중경사계의 계측치가 기설구조물 방향으로 변위가 발생하였으며, 이는 연약지반에 SDA 공법으로 강관파일시공에 따른 토사 유출 등의 영향을 받은 것이라 여겨지나, 계측치는 아주 미세하며 진행성을 보이지는 않는다.

기설구조물에서 가장 먼 거리에서 Sheet Pile 압입을 시작하고 이격거리가 가장 가까운 Sheet Pile 압입이 완료된 2월 28일까지의 최대수평변위는 심도 8m에서 심도 15m까지 기설구조물 방향으로 (+)24mm 발생하였고 표면에서는 굴착면 방향으로 (-)10mm ~ (-)20mm 발생하였다. 한편, 굴착이 시작된 3월에는 Sheet Pile이 시공되던 2월과 비슷한 양상을 보이나 그 폭은 다소 크게 나타났다. 3월 13일 심도 6.5m에서 굴착면 방향으로 (-)29.53mm 발생하였으며, 굴착 깊이인 심도 6m를 전후로 기설구조물 방향으로 변위가 (+)20mm 발생하였다. 3월 30일 구조물 시공에 따른 스트럿 제거시 심도 6.6m에서 구조물 방향으로 (-)29.32mm 발생하였다. 3월까지의 계측치는 대체로 Clough(1990)가 제시한 상한치에는 만족하나 흙막이 가시설 구조의 특성상 버팀보 제거시 발생하는 위험 요소가 가장 중요하므로 추가공정에 따라 변위의 양상을 지속적으로 관찰하였다.

한편, Sheet Pile의 근입 깊이인 심도 16m 이후로 지중수평변위가 안정되는 모습을 보이므로 Sheet Pile이 굴착이나 인접시공에 따른 영향을 줄인다고 판단되며, 굴착 깊이인 심도 6m 전후로 수평변위 방향이 변하는 것도 특징적이다.

I-21에서의 수평변위는 I-20과는 다르게 기설구조물이 인접하지 않은 지역이다. 그 수평변위 모양은 완만한 곡선을 보이며, 심도가 깊어질수록 변위가 줄어드는 모양이며 터파기 깊이인 심도 6m 이후로는 가시설인 Sheet Pile 관입 깊이와 관계없이 영향이 미미한 것으로 나타났다. 또한 I-21의 수평경사계의 경우, 표면에서 터파기 굴착과 기설물 시공 및 뒤채움 후에도 지속적으로 굴착면으로 변위가 크게 나타나고 있으나, 피해를 입힐만한 기설구조물이 없으므로, 대책을 바로 수립하기보다는 지속적인 점검관찰을 통해 주변에 미치는 영향을 확인할 필요가 있을 것으로 판단된다.

표 4.4 수평변위 비교(I-20)

관리 번호	누적변위			판정		비고
	일자	변위 심도 (m)	계측치 (mm)	Clough & O'Rourke (1990)	이종규 (1993)	
				$\delta_{hm} = 0.5\%H$	$\delta_{hm} = 0.2\%H$	
				30mm	12mm	
I - 20	12.31	38.5	- 8.59	안정	안정	강관파일 압입완료
	1.29	38.5	- 9			Sheet Pile 시험시공
	2.26	38.5	24		기준은 초과하나, 추가적인 진행이 없어 안정한 것으로 판단됨	Sheet Pile 압입
	3.30	6.6	- 29.32			스트립제거

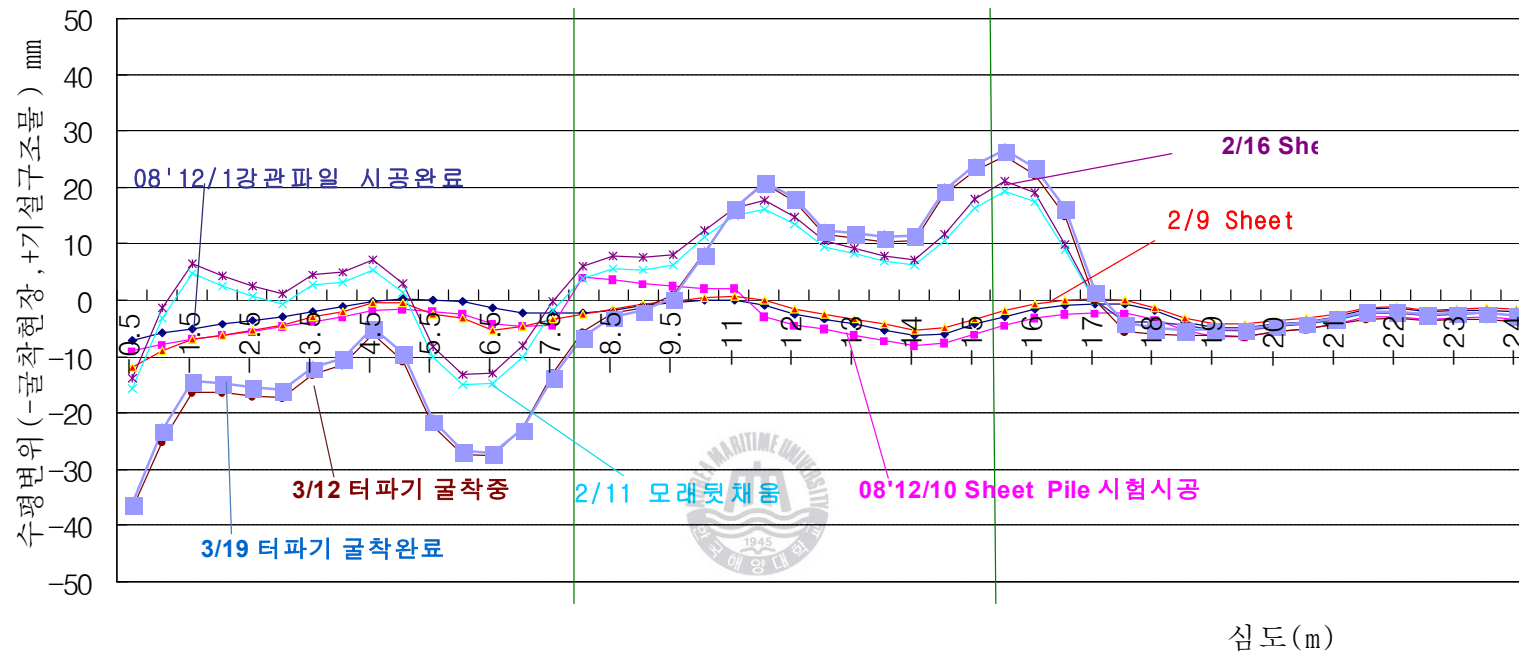


그림 4.9 I-20, 지중경사계 계측결과

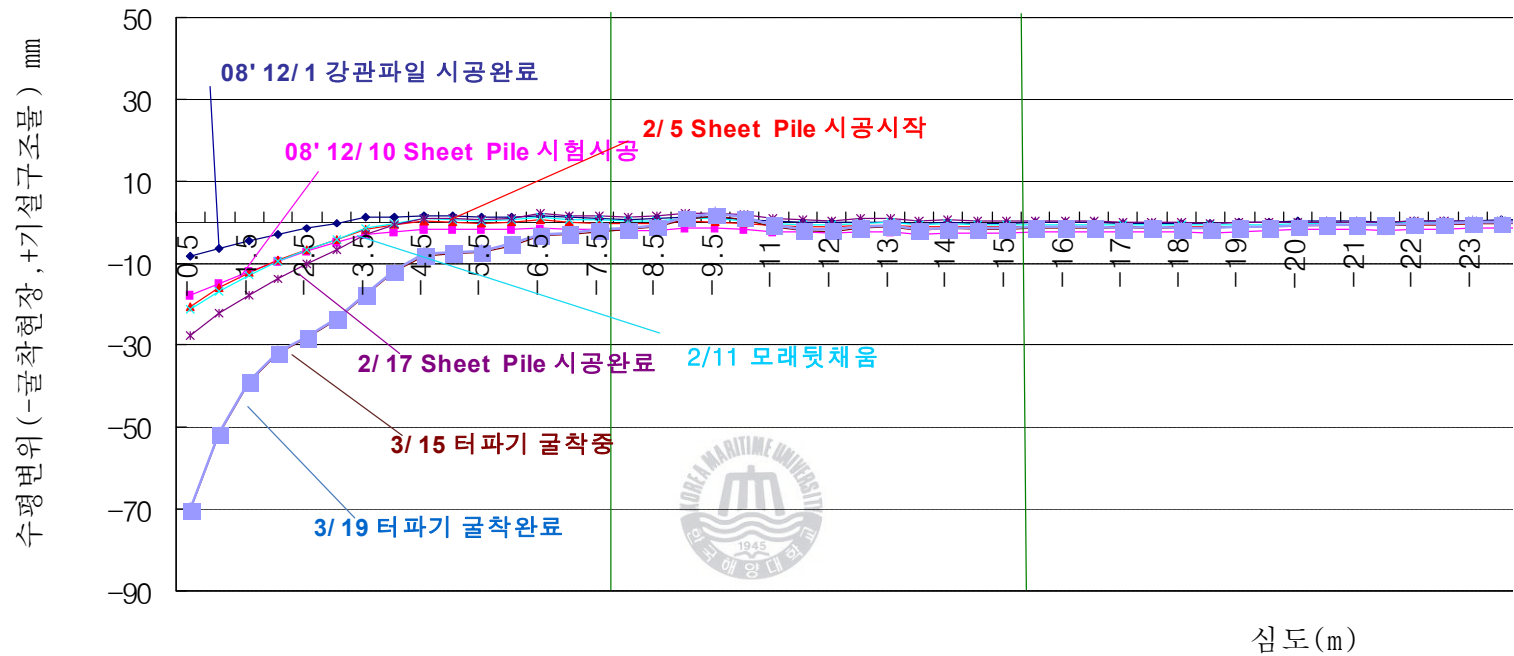


그림 4.10 I-21, 지중경사계 계측결과

4.3 굴착 단계별 프로그램 해석

본 장에서는 A 현장을 대상으로 유한요소 Program을 이용하여 수치해석을 수행하고 계측치와 비교 검토해보았다. 해석된 값과 계측된 값을 통해 수치해석의 타당성을 확인할 수 있었으며, 유사한 사례에 대한 예측 및 검토 자료로 활용될 수 있으리라 기대한다.

4.3.1 프로그램 소개 및 해석단면의 선정

본 해석에 사용된 유한요소Program은 네덜란드의 Delft University에서 개발한 PLAXIS V7.20로서,

- 1) 지반 및 해석조건에 따라 Elastic Model, Mohr-Coulomb Model, Advaced Mohr-coulomb Model, Plaxis Cap Model, Drucker-Prager Model, Modified Cam-Clay Model 및 Hard (Soft) soil model 등을 사용할 수 있으며,
- 2) 흙의 배수조건은 배수, 비배수, 비간극재의 조건을 고려할 수 있고,
- 3) 제방의 단계 성토, Tunnel, 제방 및 Dam의 침투수, 연약지반의 압밀, 연약지반상의 보강(Geotextile)제방, 단계별 지하굴착 등을 해석할 수 있으며,
- 4) Beam 요소로 구조물[콘크리트 벽체, 토류벽(H-pile, Sheet-pile 등)] 요소, Fixed Anchor요소로 Strut 요소 및 Node-Anchor로 Earth Anchor 요소 등을 모형화하여 해석할 수 있으며,
- 5) 지반공학적인 제반문제에 대하여 15절점 또는 6절점 삼각형 요소로 해석하고,
- 6) Plane Strain, Axisymmetry 해석을 수행할 수 있는 유한요소 프로그램이다.

본 연구에서는 15절점 삼각형 유한 요소망을 설정하였으며 해석 모델은 표 4.5와 같고, 시공 상황을 고려하여 지반해석을 단계 굴착 후 버팀대를 설치하였으며, 해석과정은 그림 4.11과 같고 유한요소 경계조건과 절점요소는 그림

4.12와 같다.

표 4.5 해석 모델 및 배수조건

구분	해석 모델	배수조건
점토층	Mohr-Coulomb Model	비배수
그 외 지층	Mohr-Coulomb Model	배수
도시철도 구조물	Linear Elastic	-
Sheet Pile 강관말뚝	Elastic	-

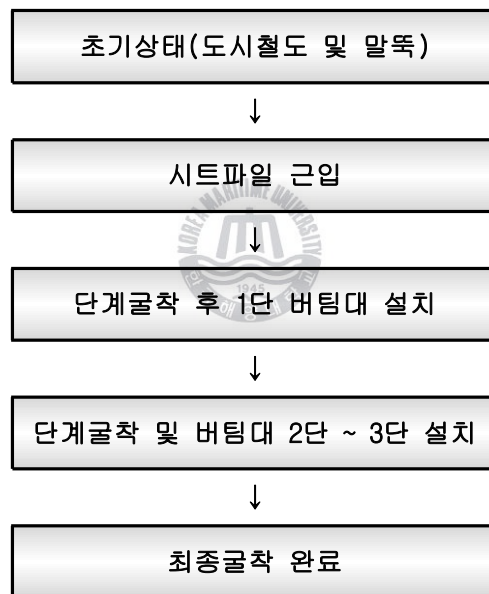


그림 4.11 해석과정

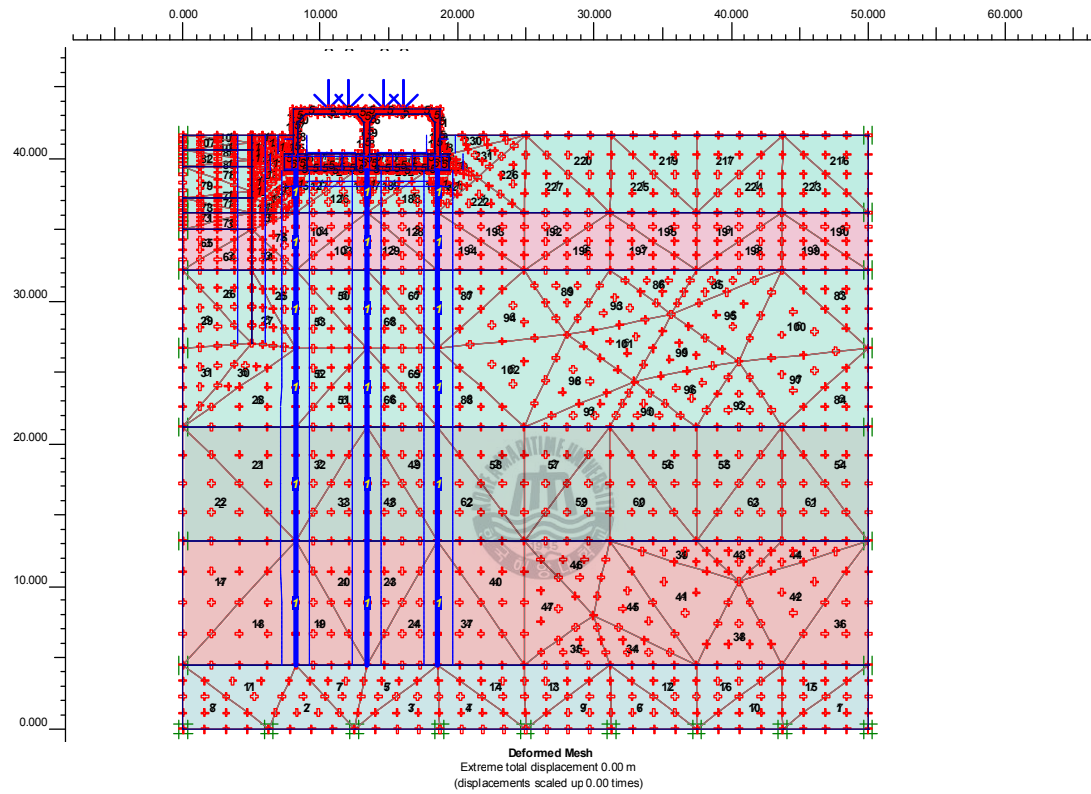


그림 4.12 유한요소 경계조건과 절점요소

4.3.2 지반정수의 산정

흙은 탄성체가 아니고 깊이 방향으로 단위중량이나 압축성이 변하기 때문에 응력-변형 관계는 비선형(non-linear)적이다. 그럼에도 불구하고 지반공학 문제를 해결하기 위해서 흙은 균질하고(homogeneous), 등방물질(isotropic material)이며 탄성물질(elastic material)이라고 가정하여 Hooke의 법칙을 적용한다. 지반문제에 필요한 탄성값들은 응력-변형계수 E_s (stress-strain modulus) 포아송비 μ (poisson's ratio), 전단탄성계수 (shear modulus) 및 지반반력계수 K_s (modulus of strength)등이다. 대부분의 값들은 기초의 침하문제 등에 광범위하게 쓰이지만 최근 컴퓨터 기법의 발달로 그 중요성이 더욱 커지고 있다. 전단탄성계수는 지진과 같은 진동문제에 있어 기초의 진동수(frequency)와 변위의 진폭을 추정하는데 널리 사용되고 있다.

응력변형계수는 실내에서 삼축시험의 결과를 이용하여 구할수 있으며, 몇 가지 흙에 대한 변형계수 값은 표 4.6에 제시하였다(이종규, 2007).

표 4.6 몇가지 흙에 대한 변형계수(정적인 경우) E_s^* (이종규, 2007)

Soil		$E_s, tf/m^2$
점토	매우 연약	200~1,500
	연약	500~2,500
	중간	150~500
	굳음	500~1,000
	모래질	250~2,500
빙하 till	느슨	1,000~15,000
	조밀	15,000~72,000
	대단히 조밀	50,000~144,000
	Loess(뢰스)	1,500~6,000
모래	실트질	500~2,000
	느슨	1,000~2,500
	조밀	5,000~8,100
모래와 자갈	느슨	5,000~15,000
	조밀	10,000~20,000
	세일	15,000~500,000
	실트	200~2,000

표 4.7은 흙에 보통 사용하는 포아송비의 범위이고 표 4.8은 설계에 적용되는 포아송비를 나타낸 것이다.

표 4.7 보통흙에 사용하는 포아송비의 범위(이종규, 2007)

Soil	Poisson'ratio, μ
점토(포화)	0.4~0.5
점토(불포화)	0.1~0.3
모래질 점토	0.2~0.3
실트	0.3~0.35
자갈질 모래	-0.1~1.00
일반적인 모래의 사용범위	0.3~0.4
암	0.1~0.4
Loess(뢰스)	0.1~0.3
빙하	0.36
콘크리트	0.15
철	0.33

표 4.8 설계에 적용되는 포아송비(이종규, 2007)

Poisson'ratio, μ	Soil
0.4~0.5	대부분의 점토질 흙
0.45~0.5	포화된 점토
0.3~0.4	점착력이 없는 흙-중간에서 약간 조밀한 정도
0.2~0.35	점착력이 없는 흙-느슨한 상태에서 중간정도

해석에 사용된 지반의 물성치는 현장조사 및 토질시험과 문헌자료 등을 이용하여 참고하였으며, 표 4.9, 표 4.10과 같다. 그리고 표 4.11는 검토개요이다.

표 4.9 프로그램 해석에 사용된 토질정수

재 료	변형계수 (tf/m ²)	포아송비	점착력 (tf/m ²)	전단저항각 (°)	단위중량 (tf/m ³)	비 고
매립층 (실트질모래)	500	0.30	0.00	30.0	1.90	
퇴적층1 (점토질실트)	170	0.35	3.90	0.00	1.40	
퇴적층2 (실트질점토)	1000	0.35	4.20	0.00	1.64	
퇴적층3 (실트질점토)	4800	0.35	5.40	0.00	1.67	
퇴적층4 (실트질자갈)	9600	0.30	0.00	34.0	1.90	
풍화암층	1440000	0.25	5.00	35.0	2.00	

표 4.10 가시설 물성치

구 분	모 델	EI(tf · m ² /m)	EA(tf/m)	비 고
강관말뚝	Elastic	9,240	208,880	
시트파일	Elastic	4,746	401,100	
버팀대	Elastic	2,142	125,790	

표 4.11 검토개요

구분		내용
토류벽체		S/P-400x150x13, L=14.60m
지지방식	Wale	H-300x300x10x15, A=119.80cm ² , I=20,400cm ⁴
	Strut	H-300x300x10x15, A=119.80cm ² , I=20,400cm ⁴
기존 말뚝 : 강관말뚝		직경 609.6mm, t=16.0mm, ctc 2.60m, L=35.0m A=298.40cm ² , I=132x10 ³ cm ⁴
1단 ~ 3단 버팀대		간격 2.00m, 길이 7.00m
굴착심도		GL(-)6.60m
지하수위		지하수위는 GL:(-)4.00m에 존재하는 것으로 조사됨

4.3.3 굴착단계별 구조물 경사변위

최종 굴착시 도시철도구조물의 수평변위는 3.155mm ~ 4.199mm으로 나타났다. 침하변위는 3.009mm ~ 3.030mm로 변위가 발생된 것으로 분석된다. 따라서 주변 도시철도의 근접시공에 대한 도시철도구조물의 변형각(δ/H)은 1/2,999로 나타나 허용변형각(1/500)이상이므로 안전하게 나타났다. 또한 계측결과도 허용변형각 이내로 안전하게 나타났으며, 수치해석과 실측치를 비교 분석한 결과, 시설 도시철도 구조물의 변위량이 어느 정도 일치한 것으로 나타났다.

- 13절점 : 수평변위 => 3.155mm, 침하변위 => 3.030mm
- 261절점 : 수평변위 => 4.199mm, 침하변위 => 3.009mm
- 수평변위량 : 4.199mm - 3.155mm = 1.044mm
- 변형각(δ/H): 1.044mm / 3,131mm = 1 / 2,999

표 4.12 프로그램 해석치와 실측치의 비교

구 분	최대 변형량		비 고
	실측치(T-30)	해석치	
최대 변위각	1/2,125	1/2,999	3/30일
최대 변위량	1.473mm	1.044mm	

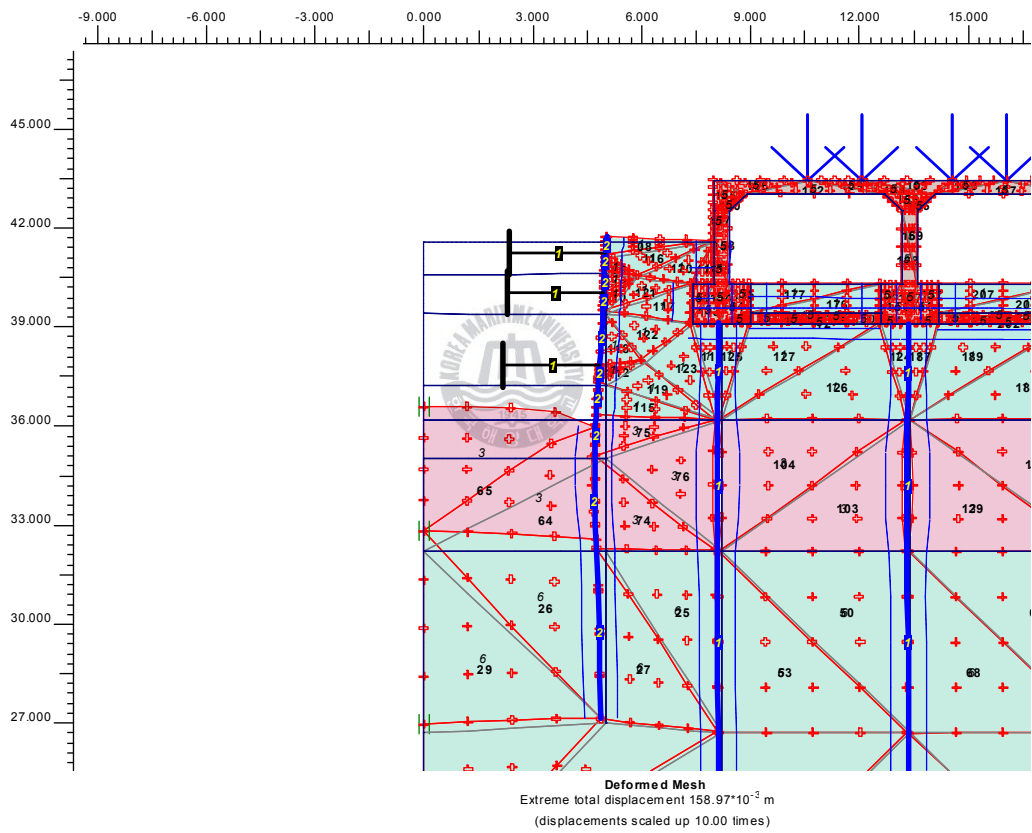


그림 4.13 최종굴착시 지반변위 및 구조물 변위도

4.3.4 굴착단계별 수평변위

굴착 단계에 따른 수평변위를 프로그램해석을 통해 나타내면 그림 4.14와 같다. 굴착이 진행됨에 따라 심도와 비례하여 수평변위가 증가하는 것으로 나타났으며, 굴착 심도(6m)보다 약 6m 하부인 심도 12m에서 가장 크게 발생하는 것으로 나타났고, Sheet Pile 근입 깊이 이후로는 대체로 발생하지 않는 것으로 나타났다. 실제 최종 터파기 굴착이 완료된 3/19일자 계측치와 비교해보면, 다소 상이한 곡선이 된다. 이는 프로그램 해석에서는 굴착단계에 따라 버팀보 설치와 같은 정형적인 해석이 수행된 반면, 실제 시공현장에서는 천공 및 강관 일 시공, Sheet Pile 시공 등과 같은 굴착사전 작업이 수행되었고, 이러한 여러 현장여건을 프로그램해석에 충분히 적용하지 못한 결과로 여겨진다.

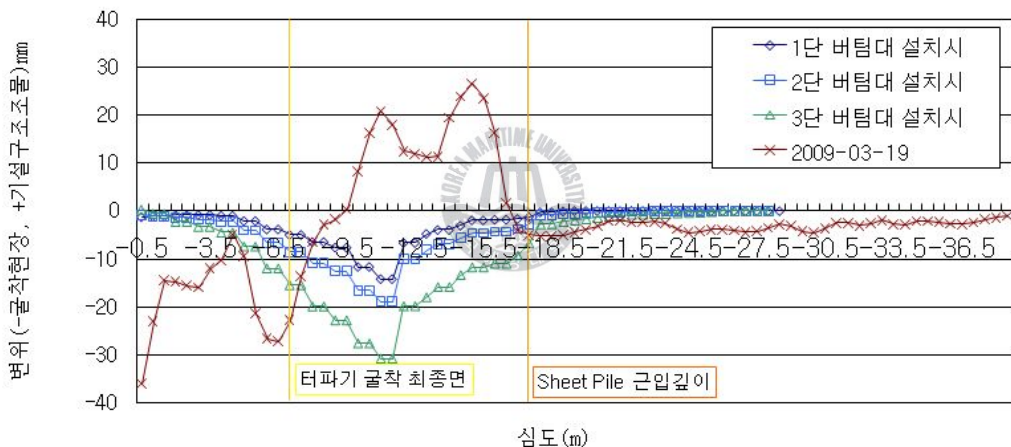


그림 4.14 굴착단계에 따른 수평변위

최종굴착완료 후의 버팀대에 작용하는 축력 해석결과는 표 4.13과 같다. 축력 값은 3.84 tf/ea ~ 32.84 tf/ea으로 나타났다. 3단 버팀대의 축력이 가장 큰 것으로 나타났다. 이는 수평변위 해석과 마찬가지로 굴착이 진행될수록 심도와 비례해서 큰 수평이동 발생한 것에 기인한 것으로 판단된다.

표 4.13 버팀대에 작용하는 축력값 산정결과

구 분	1단 버팀대 (tf/ea)	2단 버팀대 (tf/ea)	3단 버팀대 (tf/ea)	비 고
버팀대 최대축력	3.84	11.88	32.84	

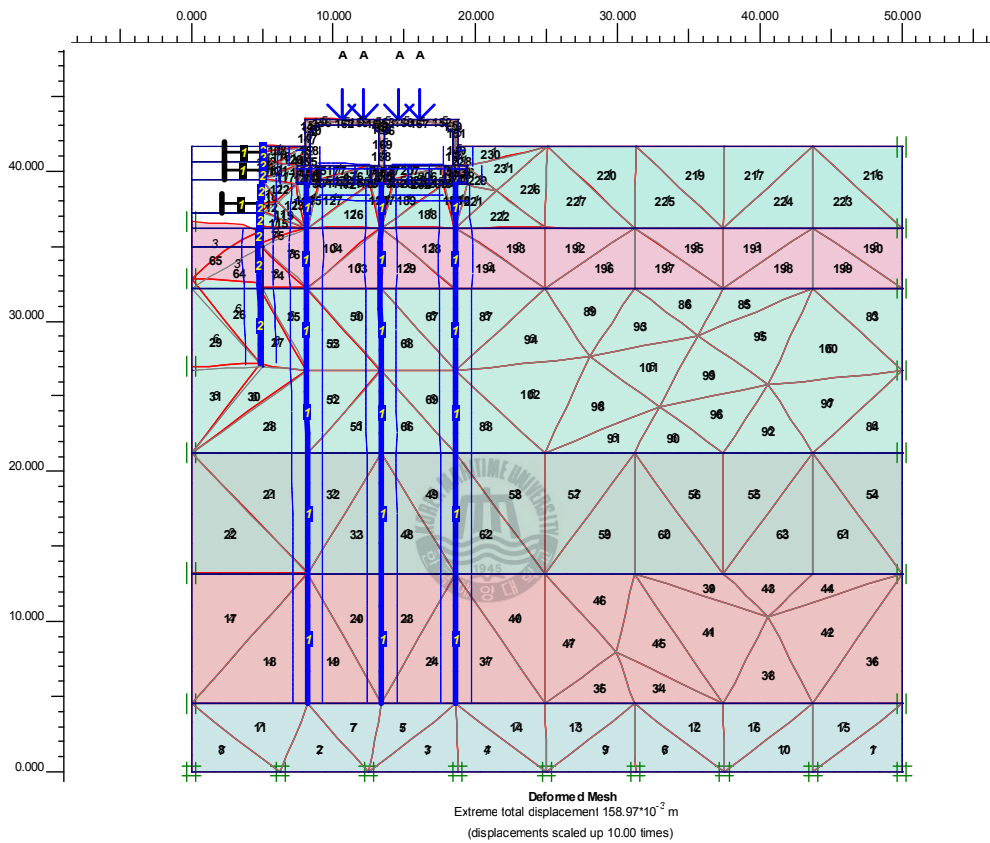


그림 4.15 프로그램 해석 (최종굴착 후, 3단 버팀대 설치)

4.3.5 인접지반의 침하량 및 영향범위

굴착으로 인한 주변지반의 침하영향 범위를 검토한 결과, 1단계 굴착 및 1단 버팀대 설치시, 초기 침하량이 크게 발생하는 것으로 해석되었으며, 최종 3단계 굴착 및 3단 버팀대 설치시의 지반침하량은 초기침하량보다 감소하는 것으로 해석되었다. 최대침하량은 굴착면에서 약 21.562mm로 발생하는 것으로 해석되었다. 또한 약 36.0m까지는 침하영향 범위로 볼 수 있었으며, 해석상 라멘구조물의 침하는 없는 것으로 나타났다.

표 4.14 굴착으로 인한 주변지반의 침하영향 범위 해석결과

<div> <div>침하(mm)</div> <div>거리(m)</div> </div>	0.00	3.00	라멘 구조물	18.80	36.00	비 고
1단계 굴착 및 1단 버팀대 설치시	21.562	15.223	-	10.234	0.017	
2단계 굴착 및 2단 버팀대 설치시	21.219	15.055	-	10.205	0.009	
3단계 굴착 및 3단 버팀대 설치시	20.499	14.656	-	10.151	0.004	

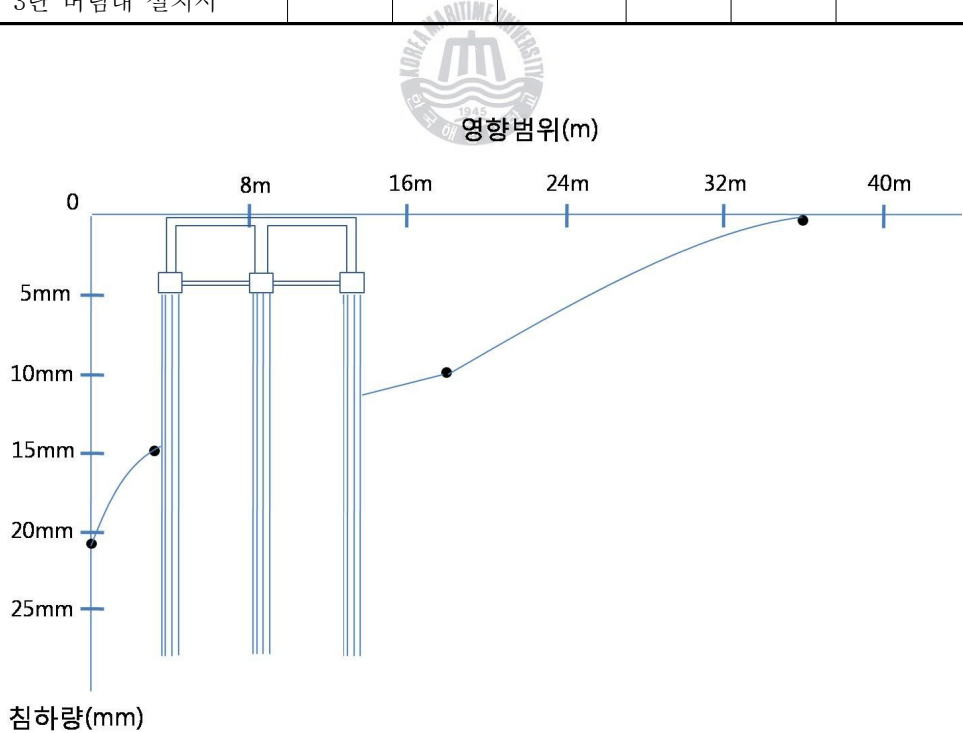


그림 4.16 굴착으로 인한 주변지반의 침하영향 범위

제 5 장 결 론

도심지 지반굴착으로 인한 주된 지반거동은 토류벽 변위에 따른 주변지반의 수직 및 수평으로의 움직임, 굴착저면의 Heaving과 Boiling, 토류벽 틈사이의 토사유출 등이 있다. 이러한 지반거동 때문에 인접구조물의 영향을 주게 되며, 특히 철도와 같은 중요구조물의 경우 대형 사고를 초래하기도 한다. 그래서 본 연구에서는 양산 물금 지역에 운행중인 도시철도 구조물에 인접한 A현장의 사례를 검토해보고 인접굴착공사에 의한 영향을 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 도시철도 라멘구조물 인접 시공에 따른 영향을 검토한 결과 Sheet Pile 압입에 굴착에 따라 수평 변위가 발생되었으며, Clough & O'Rourke(1990)와 이종규(1993) 제안한 흙막이벽 최대수평변위보다 컸으나, Clough & O'Rourke(1990) 제안한 상한치보다는 작았으며, 현장에서의 특별한 이상개소는 발견되지 않았다.



2. 신설공사로 인한 기설구조물인 도시철도 라멘구조물의 각변위량을 검토하기 위하여 구조물경사계를 통한 관측 결과 Bjerrum(1963)에 제안한 각변위 한계보다는 작은 값으로 나타났다.

4. PLAXIS를 이용하여 수치해석을 한 결과 각변위는 계측치와 같이 관리 기준치인 Bjerrum(1963)에 제안한 균열을 허용할 수 없는 구조물에 대한 1/500을 만족하는 것으로 나타났으며, 지중수평변위는 굴착이 진행될수록 커지며 3단 버팀대 설치면 아래에서 가장 크게 나타났으나, 실제 시공 공정인 강관파일 압입등과 같은 현장상황을 충분히 반영하지 못해, 계측치와는 다소 상이하게 나타났다.

5. 프로그램 해석을 통해 구조물에 대한 침하량을 검토해 본 결과 인접굴착으로 인한 구조물 자체 침하는 발생하지 않으며, 인접지반의 침하영향 거리는 약

36m까지 나타났다.

6. 본 연구를 통해 양산 ~ 물금 지역의 굴착에 따른 인접구조물의 영향에 대해 계략적으로 살펴보았으나, 본 연구에 이어 추가적으로 굴착 깊이 및 크기 변화에 따른 인접지반의 침하영향 거리 및 침하량 예측 및 성토에 따라 발생하는 인접지반의 거동에 관한 연구를 충분한 계측과 해석 통해 이루어 졌으면 하는 바람이다.



참 고 문 헌

김상호, 발파진동이 구조물에 미치는 영향에 관한 연구, 서울시립대, 석사논문, 2005

김학문, 황의석, 흙막이굴착에 따른 인접건물의 손상평가에 대한 모형실험연구, 한국지반공학회논문집 16,1(2000.2) pp.191-201

김유덕, 지반굴착에 기인한 인접건물의 영향에 관한 연구, 영남대학교 산업대학원 석사학위논문, 1995

부산도시철도 2호선 연장 양산선 2공구 지반조사보고서, 2006

이종규, 흙막이 공법과 근접시공, 삼성 Eng. 기술연구소, 1992

이종규, 인접 깊은 굴착에 따른 거동과 문제점, 한국지반공학회 '96 가을 학술 발표회 논문집, pp. 25-36, 1996

이종규, “토질역학”, 기문답, 2007

양구승, 도심지 깊은 굴착시 인접지반 거동에 대한 분석, 서울대학교, 박사학위 논문, 1996

양구승, 굴착공사의 계측사례 연구 및 안전기준 검토, 대한토목학회지, Vol 44, No.11, 1996

양산물금지구 지구외연결도로(ICD연결도로) 우수배제펌프장 시공으로 인하여 지하철구조물에 미치는 영향검토서 2008.8 토지공사

양산물금지구 지구외연결도로(ICD연결도로) 우수배제펌프장 가시설 공법변경에
대한 검토의견서 2009. 1

정성교, 조기영, 정은용, 연약점토지반에서의 깊은굴착에 따른 지반거동의 예측
과 현장계측, 韓國地盤工學會論文集 15,5, pp.111-124, 1999.10

조진옥, 흙막이굴착의 경우의 근접지반의 침하거동분석에 관한 연구, 조선대학
교, 석사논문, 1997

토질공학회(일본), 근접시공, 토질기초공학 라이브러리 - 34. 일본 토질공학회
편, 1969

한국지반공학회, 지반공학시리즈 3 “굴착 및 흙막이 공법”, 구미서관, 2002

Bjerrum, L. (1963), "Discussion on: Proceedings of the European
conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. III",
Norwegian Geotechnical Institute, Publ. No. 98, Oslo, Norway, 1-3.

Burland, J. B. and Wroth, C. P. (1974), ' Settlement of buildings and
associated damage", Proceedings of a Conference on Settlement of
Structures, Pentech Press, London, England, pp. 611-654.

Burland, J. B. and Broms, B. B. and de Mello, V. F. B. (1977),
"Behavior of foundations and structures", State of the Art Report.
Proc., 9th Int'l Conf. on SMFE, II. Tokyo, Japan, pp. 495-546.

Bowles, J. E. (1988), "Foundation Analysis and Design" 4th ed., MGH.
Co. Inc. (10장)

Boscardin, M. D. and Cording, E. J. (1989), "Building response to

excavation-induced settlement", ASCE Jorunal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 115, No. 1, pp. 1-21.

Clough,G.W., and Tsui, Y, "Finite Element Analysis of Cut-and-Cover Tunnel Constructied with Slurry TrenchWalls", Duke univ., Durham,N.C. soil Mech. Ser. NO.29 and 1974b: Performance of Tie-back Wallsin Clay, ASCE J. Geotech. DIV.,

Clough, G. W. and O'Rourke, T. K. (1990), "Construction induced movements of insitu walls" Geotechnical special publication, ASCE, No. 25, pp. 439-470.

Caspe, M.S., "Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cut", JSMFD., ASCE., Vol.92,SM4 July, pp51-59, 1996

Cording, E. J. and Long, J. H., Son, M., Laefer, D. F. (2001), "Modelling and analysis of excavation-induced building distortion and damage using a strain-based damage criterion", London Conference for Responses of Buildings to Excavation-Induced Ground Movements in London.

Laefer, D. F. (2001), "Prediction and assessment of ground movement and building damage induced by adjacent excavation", Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.

Mana, A. I. and Clough, G. W. (1981), "Prediction of movements for braced cuts in clay "ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT6.

O'Rourke, T. D. Cording, E. J. and Boscardin, M. (1976), "The ground

movement related to braced excavation and their influence on adjacent structure", Univ. of Illinois Report for U. S. Dept. of Transportain, Report No. DOT-TST-76T-22.

Peck, R. B. (1969), "Deep excavations and tunnelling in soft ground", Proc. 7th Int'l Conf. on Soil Mech. and Foun. Eng., Mexico City, State of the Art, pp. 225-290.



감사의 글

긴 시간을 돌아서 졸업을 앞두고 이렇게 감사의 글을 씁니다. 짧지 않은 시간동안 스쳐지나가는 일들이 찰나로 느껴지기만 합니다. 밤새 연구실에서 공시체 만들던 순간, 거나하게 술 먹고 추억을 쌓던 순간, 미래를 걱정하며 학교를 배회하던 순간, 학회, 여행, 한순간 한순간을 생각하면 너무나 많은 분이 눈앞에서 지나갑니다.

우선 못난 자식 떡 하나 더 주는 심정으로 늘 신경써주시고 격려해 주신 김태형 교수님에게 무엇보다 감사의 뜻을 전합니다. 졸업논문 가지고 요렇게 속썩이는 놈도 없을 듯한데, 또 열정을 다해서 연구를 못했기에 항상 죄송스럽고 부끄러운 마음이 앞섭니다. 교수님께서 저에게 크게 성공하진 못해도 가족을 생각하고, 여유 있는 삶에 가치관을 만들게 하신 분이십니다. 앞으로 곁에 두고 어디든 자랑할 수 있는 제자가 되도록 노력하겠습니다.

김태형 교수님 연구년 동안 지도교수님을 맡아 주신 김도삼 교수님, 연구실이 바로 옆이라, 밤늦게까지 벽 넘어로 들리던 열정적인 목소리의 경갑수 교수님에게도 감사하고 존경합니다. 그리고 토목과의 두 큰 교수님이신 김태곤 교수님, 이중우 교수님에게도 감사의 뜻을 전합니다.

처음 연구실을 들어오게 했고 지금은 교토에서 열심히 연구 중인 기천이형, 정말 열심히 하는 모습에 한편으로 부럽고, 배울 점이 많은 수정이, 철없는 선배 투정 받아준다고 고생한 성격 좋은 용수에게 또한 감사합니다. 외골수지만, 순수한, 험난한 박사과정을 가는 우리 웅기, 과묵한 중호, 온갖 잡일을 도맡아 하고 있는 영준이, 또 멀리 있는 남우도 늘 고맙고 감사하다. 논문을 잘 마무리 할 수 있도록 도와주신 오명주 박사님에게도 감사의 인사를 전합니다.

직장생활하면서 자꾸 미루면 못쓴다며, 격려해주시고 응원 해주신 최정수 분 소장님, 첫 입사하여 지금까지 하나하나 가르쳐 주시는 김현성 부분소장님에게, 또한 사무실에서 막내임에도 불구하고 논문을 쓸 수 있도록 배려해 주신 호포교량분소 길기현, 민한식, 염사회, 하창우 감독님에게도 감사의 인사를 전합니다.

시상식에서 왜 배우들이 한분한분 지명하면서 감사하다고 전하는지 이렇게

감사의 글을 쓰다 보니 알겠습니다. 또 그분들 한분 한분을 실망시키지 않도록 노력해야겠다는 생각에 정신이 번쩍 듭니다. 마지막으로 가장 감사하고 소중한 우리 어머니 사랑합니다.

2009년 7월, 야간 근무를 마치고 새벽에

안 정 현 올림

